

3459-1524

PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Lehrstuhl für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

TECHNISCHE UNIVERSITÄT
BRAUNSCHWEIG

3300 Braunschweig, den

Verbundverhalten von Betonstahl in Stahlfaserbeton

von

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy
Dipl.-Ing. K. Hartwich

März 1985

Gefördert mit Hilfe von Forschungsmitteln des
Landes Niedersachsen, Erlaß 2091-BV 4c-7/82

INHALT

- 1 PROBLEMSTELLUNG UND ZIELSETZUNG
- 2 BISHERIGE ARBEITEN
- 3 VERSUCHSPROGRAMM
- 4 FORM UND HERSTELLUNG DER VERSUCHSKÖRPER
- 5 BAUSTOFFE
 - 5.1 Bewehrungsstahl
 - 5.2 Stahlfasern
 - 5.3 Beton
- 6 VERSUCHSEINRICHTUNG, VERSUCHSDURCHFÜHRUNG
- 7 VERSUCHSERGEBNISSE
 - 7.1 Einfluß des Fasergehaltes auf die Verbundfestigkeit und die Bruchverschiebung
 - 7.2 Einfluß des Fasergehaltes auf das Verbundverhalten im Gebrauchsspannungsbereich
 - 7.3 Einfluß des Fasergehaltes auf das Verbundverhalten im Nachbruchbereich
 - 7.4 Einfluß des Fasergehaltes auf die Verbundrißbildung
 - 7.5 Einfluß der Betondeckung auf das Verbundverhalten
 - 7.6 Verbundverhalten bei schwellender Beanspruchung
- 8 ZUSAMMENFASSUNG
- 9 LITERATUR

1 PROBLEMSTELLUNG UND ZIELSETZUNG

Das zentrale Thema der Forschung im Stahlbetonbau ist nicht die ohnehin i. w. geklärte Tragfähigkeit, sondern die Gebrauchsfähigkeit der Konstruktionen und im besonderen Maße deren Dauerhaftigkeit. Stahlbetontragwerke weisen bereits im Gebrauchszustand Risse auf. Deren Breite ist hinsichtlich der Gewährleistung eines ausreichenden Korrosionsschutzes der Bewehrung auf ein zulässiges Maß zu beschränken.

Seit einigen Jahren wird vermehrt der Frage nachgegangen, in welchem Umfang eine zusätzliche Stahlfaserarmierung das Rißverhalten von Stahlbetonbauteilen positiv beeinflusst. Hierzu wurden u. a. von den Berichtern Untersuchungen durchgeführt. Diese hatten zum Ergebnis, daß unter bestimmten Umständen die Rißbreiten durch eine Faserbewehrung auf rd. die Hälfte reduziert werden /1, 2/. Die Ursache für diese Rißbreitenverringerung ist sicherlich in der Beteiligung der Fasern an der Kraftübertragung über den Riß hinweg zu sehen - diese Wirkungsweise der Fasern konnte in den o. g. Versuchen einwandfrei nachgewiesen werden -, zum anderen ließe sich eine geringere Rißbreite bei Faserbeton auch durch ein verbessertes - steiferes - Verbundtragverhalten der Bewehrungsstähle erklären. Letzterer möglicher Einfluß der Stahlfasern war aus den vorgenannten Dehnkörperversuchen nicht abzuleiten.

Ziel dieser Forschungsarbeit ist es, eine Klärung der Verbundeigenschaften von Stahlfaserbeton und Betonstahl herbeizuführen. Hierbei soll auch der Frage nachgegangen werden, inwieweit eine Verringerung der Betonüberdeckung bei Verwendung von Stahlfaserbeton ermöglicht werden kann, ohne gleichzeitig die Gefahr der Sprengrißbildung zu erhöhen. Des weiteren sollen die Untersuchungen einen Beitrag zur Abschätzung der Rißbreitenvergrößerung infolge Verbundschlupfzunahme unter Zugschwellbelastung liefern.

2 BISHERIGE ARBEITEN

Dem Studium des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonbauteilen mit zusätzlicher Faserbewehrung hat sich in dem vergangenen Jahrzehnt eine Vielzahl von Forschungsarbeiten gewidmet. Es wurden in Abhängigkeit von Fasergehalt und Fasergeometrie deutliche Zunahmen der Bruchmomente gemessen, wobei sich der prozentuale Anteil der Traglaststeigerung mit wachsendem Längsbewehrungsgrad verringerte /3, 4/. Weiterhin konnte ein positiver Einfluß der Stahlfasern auf das Verformungs- und Rißverhalten festgestellt werden. So wiesen faserbewehrte Biegebalken und Zugglieder über den gesamten Beanspruchungsbereich immer geringere Verformungen auf. Die gemessenen Rißbreiten waren jeweils deutlich kleiner /1, 2, 5, 6/.

Für die rechnerische Erfassung von Verformungszuständen gerissener faserbewehrter Stahlbetonkonstruktionen muß sowohl die Größe der durch die Stahlfasern über den Riß hinweg übertragenen Kräfte als auch das Verbundverhalten des Bewehrungsstahls in Faserbeton bekannt sein.

Die Größe der von den Fasern übertragenen Kräfte wird im wesentlichen durch das Verbundverhalten der einzelnen Stahlfasern in der Betonmatrix bestimmt. Hierzu liegen zahlreiche Untersuchungsergebnisse vor, die eine ausreichend genaue Abschätzung der Wirkung der Fasern ermöglichen.

Zur Frage der Verbundeigenschaften von geripptem Bewehrungsstahl in Faserbeton sind bislang nur sehr wenige Forschungsarbeiten durchgeführt worden. Deren wesentliche Ergebnisse sollen im folgenden einander gegenübergestellt und kurz erörtert werden.

Swamy/Al-Noori /7/ haben anhand von Ausziehversuchen das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten von gerippten Betonstählen ($d_s = 10 - 25 \text{ mm}$) in Normal- und Faserbeton ($V_f \approx 1$ bzw. 2 Vol.-%)

untersucht. Der verwendete Beton besaß ein Größtkorn von 19 mm und wurde mit einem normalen Portlandzement ($w/z = 0,55$) hergestellt. Die Betonstähle wurden sowohl stehend als auch liegend in den Ausziehkörpern einbetoniert. Es wurden zwei Stahlfaserarten mit unterschiedlichem Fasergehalt verwendet: eine runde gerade Faser ($l/d = 0,4/25$ mm, $V_f \approx 2$ Vol.-%) und eine profilierte Faser ($l/d = 0,5/50$ mm, $V_f = 1$ Vol.-%). Dargestellt wurden die Ergebnisse als Ausziehversuche mit den Stahldurchmessern 16 mm und 20 mm. Die Querschnittsfläche der Ausziehkörper betrug 150×150 mm², die Verbundlänge von 150 mm entsprach der Höhe der Versuchskörper.

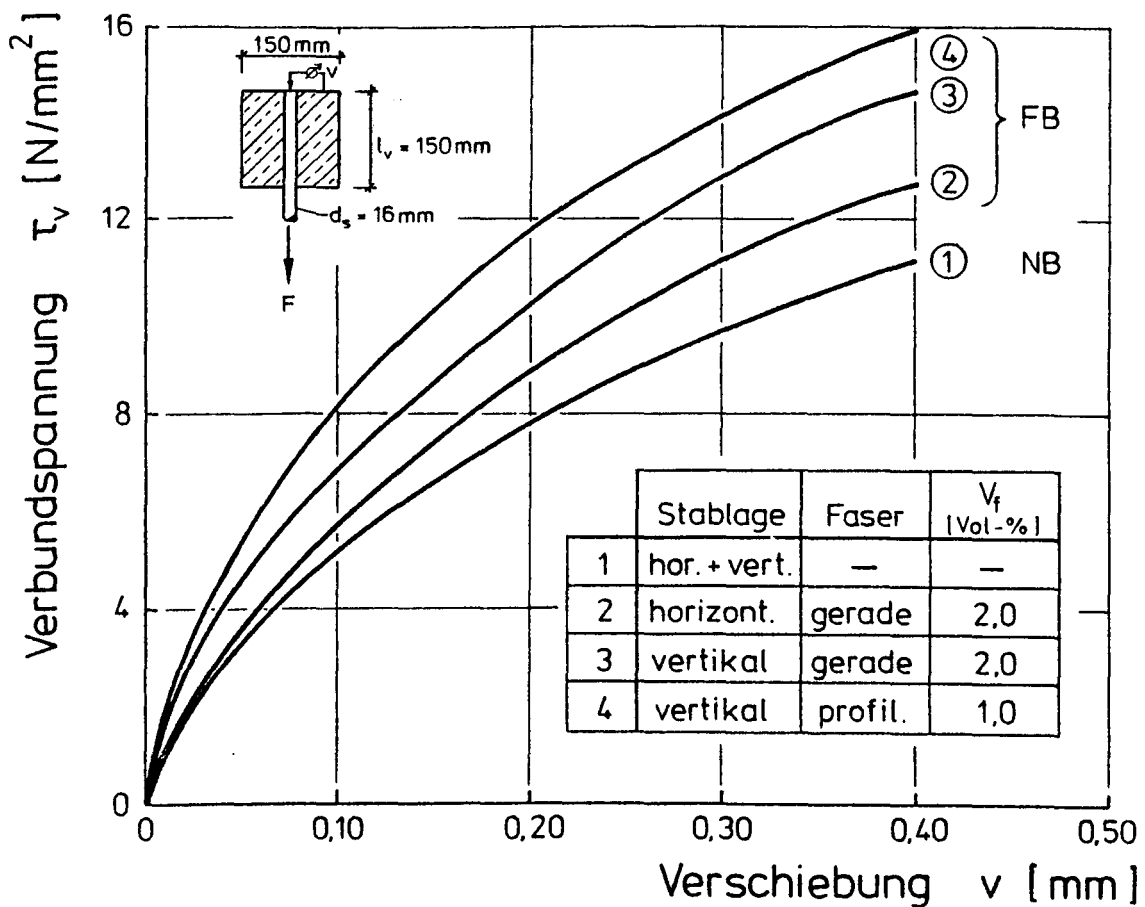


Abbildung 2.1: τ_v -v-Linien von Normal- und Faserbeton
nach Swamy/Al-Noori /7/

Die Abbildung 2.1 zeigt typische Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen aus /7/. Swamy/Al-Noori messen über alle Bereiche der Verschiebungen für Faserbetone deutlich höhere Verbundspannungen. Die Steigerungszunahme wird i. M. zu 40 Prozent angegeben. Die profilierte Faser erwies sich hinsichtlich der Effektivität der geraden überlegen, da die absolute Verbundspannungssteigerung trotz nur halben Fasergehaltes höher war. Die Lage der Bewehrung beim Betonieren übte beim Normalbeton keinen wesentlichen Einfluß aus, bei Faserbeton lagen die Verbundspannungen für die horizontale Stablage i. M. um 10 % niedriger.

Spencer et al. /8/ haben das Verbundverhalten von geripptem Bewehrungsstahl in Normal- und Faserbeton unter zyklischer Beanspruchung mit reversierender Belastungsrichtung studiert. Der liegend in dem Versuchskörper einbetonierte Bewehrungsstahl ($d_s \approx 25,4 \text{ mm}$) erfährt eine alternierende Zug-Druckbeanspruchung. Vom Prinzip her entspricht der Versuchsaufbau dem eines Ausziehversuches. Gemessen wurden über die gesamte Einbettungslänge ($\ell_v = 20 d_s$) die Stahldehnungen mittels in Nuten befindlicher Dehnungsmeßstreifen (DMS).

In der Abbildung 2.2 sind charakteristische Stahldehnungs- und Verbundspannungsverläufe entlang der Einbettungslänge für "Ausziehkörper" aus Normalbeton und Stahlfaserbeton ($V_f = 1,50 \%$; $\ell/b/d \approx 25/0,56/0,25 \text{ mm}$) dargestellt. Zu erkennen sind nahezu identische Stahldehnungsverläufe in Faserbeton und in Normalbeton. Aus den gemessenen Stahldehnungen wurden die örtlichen Verbundspannungen errechnet:

$$\tau_v(x) = \frac{d_s}{4 \cdot s} \cdot \Delta \varepsilon_s(x) \cdot E_s ; \quad s: \text{ Abstand der DMS} \quad (2.1)$$

Die so ermittelten Verbundspannungen unterliegen sehr großen Schwankungen. Aus deren Verlauf über die Verbundstrecke ist kein Einfluß der Stahlfasern auf das Verbundverhalten abzuleiten.

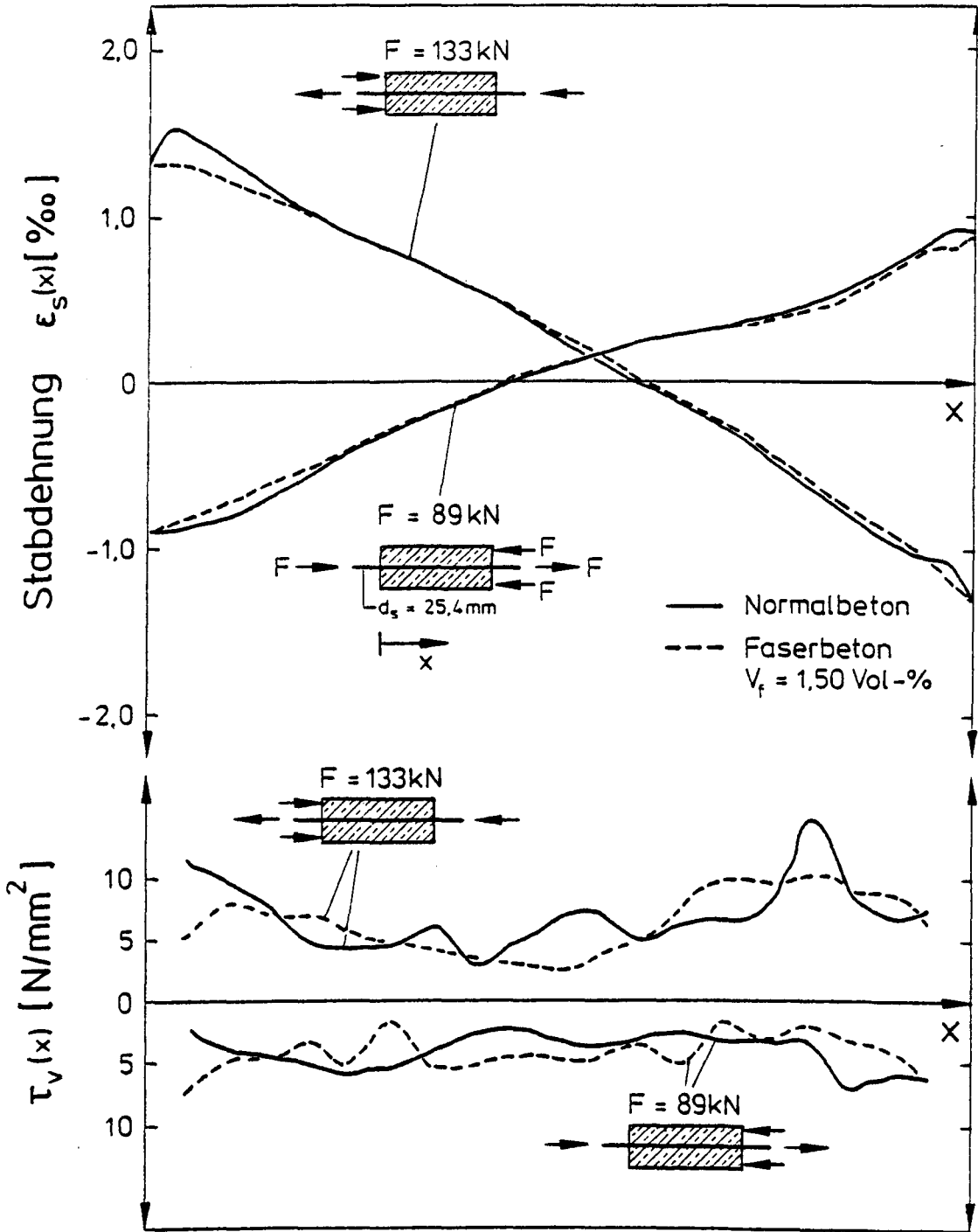


Abbildung 2.2: Verlauf der Stahl- und Verbundspannungen über die Einbettungslänge bei Normalbeton und bei Stahlfaserbeton nach Spencer et al. /8/

Man erkennt, daß die voranstehend beschriebenen Verbunduntersuchungen sich in ihren wesentlichen Aussagen widersprechen. Während Spencer/Al Ta'an keinen meßbaren Einfluß der Fasern auf das Verbundverhalten von Rippenstahl feststellen, beobachten Swamy et al. neben einer Erhöhung der Verbundfestigkeit auch eine Versteifung des Verbunds bei kleinen Stabendverschiebungen um jeweils rd. 40 Prozent. Auffällig an den Versuchsergebnissen von Swamy/Al-Noori ist die weitgehende Unabhängigkeit der Verbundspannungswerte von der Bewehrungsstablage. Aus den umfangreichen Münchner Versuchen /9/ ist bekannt, daß das Verhältnis der Verbundfestigkeiten von vertikal zu horizontal einbetonierten Stählen rd. 2,0 beträgt. In diesem Zusammenhang überrascht gleichfalls die Tatsache, daß trotz der erwiesenermaßen größeren Empfindlichkeit der Faserbetone hinsichtlich des Absetzverhaltens des Frischbetons schon bei sehr kleinen Verbundschlupfwerten höhere Verbundspannungen als im Normalbeton gemessen wurden.

Die Auswertung der Verbundversuche von Spencer et al. bestätigt die bekannte Tatsache, daß die Ermittlung von Verbundspannungen aus den gemessenen Stahlspannungen außerordentlich fehlerempfindlich ist. Trotz weitgehend gleichförmiger Stahldehnungsverläufe ergeben sich bei den errechneten Verbundspannungen sehr große Schwankungen (s. Abb. 2.2). Dies erklärt sich dadurch, daß bereits ein kleiner Fehler bei der Bestimmung der Stahldehnung $\Delta \varepsilon_s = 0,05 \%$ - dieser Wert entspricht ungefähr 2,5 % der größten zu messenden Stahldehnung von 2 % - eine Verbundspannungsdifferenz entsprechend Glg. 2.1 für die vorliegenden Verhältnisse von

$$\begin{aligned}\Delta \tau_v(x) &= \frac{d_s}{4 \cdot s} \cdot \Delta \varepsilon_s(x) \cdot E_s; & s &= 25,4 \text{ mm} \\ & & d_o &= 25,4 \text{ mm} \\ &= \frac{25,4}{4 \cdot 25,4} \cdot 5 \cdot 10^{-5} \cdot 2,1 \cdot 10^5 & E_s &= 2,10 \text{ kN/mm}^2 \\ &= 2,63 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

verursacht. Dies macht deutlich, daß für parametrische Untersuchungen des Verbundverhaltens der Ausziehversuch mit kurzer Verbundlänge zu empfehlen ist, zumal durch dessen vergleichsweise geringe Kosten der Versuchsumfang vergrößert werden kann.

3 VERSUCHSPROGRAMM

Im Rahmen dieser Arbeit soll das Verbundverhalten von geripptem Betonstahl in Stahlfaserbeton untersucht werden. Hierzu werden Ausziehversuche mit kurzer Verbundlänge ($l_v = 5 d_s$, $d_s = 16$ mm) durchgeführt. Studiert wird neben dem Einfluß von Fasergehalt und Faserart auf das Verbundverhalten auch die Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Größe des Betondeckungsmaßes. In einigen Tastversuchen wird auch der Frage nachgegangen in welchem Umfang sich der Verbundschlupf unter einer Zuschwellbeanspruchung vergrößert. Die Tabelle 3.1 gibt einen Überblick über die Versuchsparameter.

Tabelle 3.1: Versuchsparameter

Faserart	gerade Stahlfaser, Stahlfaser mit Endhaken
Fasergehalt	$V_f = 0; 0,75; 1,50; 2,25$ Vol.-%
Stablage	zentrisch ; Seitenlage ; Ecklage
Betondeckung	$1 d_s; 2 d_s; 5 d_s$ ($d_s = 16$ mm)
Belastungs- geschichte	1. zügig bis zum Bruch 2. Zugschwellversuch mit anschließender zügiger Belastung bis zum Bruch

4 FORM UND HERSTELLUNG DER PRÜFKÖRPER

Eine wirklichkeitsnahe experimentelle Verbunduntersuchung erfordert Prüfkörper, die die Spannungsverhältnisse im Bauteil gut nachbilden. Obgleich der Ausziehkörper die Spannungszustände in der von Rissen durchsetzten Zugzone eines Stahlbetonbauteils nur unzureichend erfaßt, wurde er für dieses Forschungsvorhaben gewählt. Trotz seiner unbestreitbaren Nachteile ist der Aus-

ziehkörper aufgrund seines einfachen Aufbaus und der unkomplizierten Meßtechnik für Parameteruntersuchungen am besten geeignet.

Es wurden zylindrische und würfelförmige Ausziehkörper verwendet, deren Form und Abmessungen in Anlehnung an die Rilem/CEB/FIP-Empfehlungen /10/ festgelegt wurden. Die Verbundlänge betrug einheitlich $5 d_s = 80 \text{ mm}$. Die Prüfkörper wiesen eine verbundfreie Vorlänge von $5 d_s$ und eine verbundfreie Nachlänge von $2 d_s$ bzw. $2,5 d_s$ auf. In Anlage 1 sind die verwendeten Ausziehkörper abgebildet.

Die Prüfkörper wurden in 4 Serien von jeweils 20 bzw. 28 Proben hergestellt (s. Anlage 2). Die Betonage einer Serie erfolgte an einem Tag, innerhalb einer Serie wurde der Fasergehalt der Betone variiert. Die einzelnen Versuchsserien unterschieden sich entweder durch die Faserart oder durch das Betondeckungsmaß.

Als Schalung dienten aufgeschnittene Kunststoffrohre oder gehobelte hölzerne Schalbretter. Eine spezielle Haltevorrichtung ermöglichte eine vertikale unverschiebliche Fixierung der Bewehrungsstäbe im rechten Winkel zum Schalboden. Das gewünschte Betondeckungsmaß bei exzentrischen Betonstahllagen wurde durch entsprechendes Verrücken der seitlichen Schalflächen realisiert. Die Betonierungsrichtung entsprach bei allen Proben der Ziehrichtung im Versuch. Die Verdichtung erfolgte mit Innenrüttlern. Nach dem Betonieren wurden die Ausziehkörper sieben Tage feucht gehalten, anschließend ausgeschalt und bis zum Versuchsbeginn im Klimaraum bei $20 \text{ °C}/65 \text{ \% r.F.}$ gelagert.

Von den Betonen aller Versuchsserien wurden Begleitprobekörper (Zylinder: $\emptyset/h = 15/30 \text{ cm}$, Würfel: Kantenlänge 15 cm) hergestellt. Die Lagerungsbedingungen entsprachen denen der Ausziehkörper. Zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung wurden an Begleitproben Druck- und Spaltzugfestigkeiten bestimmt.

5 BAUSTOFFE

5.1 Bewehrungsstahl

Die Versuche wurden mit Betonrippenstahl BSt 420/500 RU, Durchmesser $d_s = 16$ mm, durchgeführt. Die Bewehrungsstäbe stammten alle aus ein und derselben Walzung. Die geometrischen und mechanischen Kennwerte sind in Tabelle 5.1 zusammengestellt.

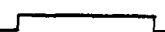
Tabelle 5.1: Kennwerte des Bewehrungsstahls

Stahlsorte	d_s mm	f_R -	β_S N/mm ²	β_Z N/mm ²
BSt 420/500 RU	16	0,072	492	692

5.2 Stahlfasern

Für die Untersuchungen wurden zwei handelsübliche Stahlfasern verwendet; eine gerade Faser (Markenname: Wirex 0,4/25) der Firma Trefil-ARBED, Köln, und eine Stahlfaser mit Endaufbiegungen (sog. Hakenfaser mit dem Markennamen Dramix ZC 30/.50) der Firma BEKAERT DEUTSCHLAND GmbH, Bad Homburg v.d.H. Tabelle 5.2 enthält die wesentlichen Abmessungen der verwendeten Fasern.

Tabelle 5.2: Stahlfasern

Faserart	Markenname	l mm	d mm	l/d -	Besonder- heiten
<u>gerade Faser</u>	Wirex 0,4/25	25	0,4	62,5	Einzelfasern
Hakenfaser 	Dramix ZC 30/.50	30	0,5	60,0	zu Bündeln ver- klebte Fasern

Eine Besonderheit besteht bei der Dramix-Stahlfaser darin, daß die einzelnen Fasern mit einem Spezialkleber zu Faserbündeln verklebt sind. Die Faservereinzelnung erfolgt während des Mischvorgangs sowohl durch Reibung mit den Zuschlagstoffen als auch dadurch, daß die Klebverbindung durch das zugegebene Wasser gelöst wird. Die Dramixfaser erwies sich hinsichtlich der Verarbeitung des Frischbetons als unproblematischer - einfacheres Zustreuen der Fasern und geringere Neigung zur Igelbildung. Aus diesen Gründen wurde für den Großteil der Versuche die Hakenfaser verwendet.

5.3 Beton

Zur Herstellung des Betons wurde ein Portlandzement PZ 35 F verwendet. Das Zuschlaggemisch (örtlicher Sand und Kies), mit Größtkorn 16 mm, wies eine Kornverteilung entsprechend der Regelsieblinie 3 gemäß DIN 1045 auf.

Sowohl die Faserbetone (FB) als auch die Normalbetone (NB) besaßen die gleiche Betonzusammensetzung. Bei den Faserbetonen wurden lediglich während des Mischvorganges die Stahlfasern zugestreut. Die Konsistenz der Faserbetone wurde durch Zugabe des Betonverflüssigers "Addiment", Heidelberger Zement AG, so eingestellt, daß genau wie bei den Normalbetonen eine Konsistenz K 2 erreicht wurde. In Tabelle 5.3 ist die Zusammensetzung des verdichteten Frischbetons angegeben.

Tabelle 5.3: Betonzusammensetzung

Baustoffe je m³ Beton in kg			W/Z-Wert
Zement	Zuschlag	Wasser	
301	1800	211	0,70

Die nach 28 Tagen gemessenen mittleren Würfeldruckfestigkeiten β_w sind in der Anlage 3 zusammengestellt. In derselben Anlage ist zusätzlich die Abhängigkeit der Würfeldruckfestigkeit vom Fasergehalt dargestellt. Man erkennt, daß die Betondruckfestigkeit praktisch unbeeinflußt vom Fasergehalt bleibt.

Anlage 4 enthält eine Zusammenstellung der Spaltzugfestigkeitswerte $\beta_{SZ,28}$. Der funktionelle Zusammenhang von Spaltzugfestigkeit und Fasergehalt ergibt sich aus den Versuchsergebnissen zu:

$$\beta_{SZ} = 3,109(1 + 0,141 \cdot V_f) \quad (5.1)$$

6 VERSUCHSEINRICHTUNG, VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

Die Versuche wurden vom 27. bis 29. Tag nach dem Betonieren in einer TREBEL-Zugprüfmaschine durchgeführt. Zur Aufnahme der Ausziehkörper wurde eine stählerne Auflageplatte vom oberen Querhaupt des Prüfrahmens an vier Gewindestangen ($\emptyset = 20$ mm) abgehängt. Die Stahlplatte besaß eine zentrierte Bohrung zur Durchführung der Betonstähle (s. Anlage 5). Die Bewehrungsstähle der Ausziehkörper wurden mittels Klemmbacken gefaßt. Die Belastung erfolgte mit konstanter Abzugsgeschwindigkeit des Prüfkolbens. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug i. M. rd. $F = 15$ kN/min, dies entspricht einer Verbundspannungsrate von rd. $\tau_v = 4$ N/mm² · min.

Bei den Zugschwellversuchen wurde die Höhe der Oberspannung und die der Unterspannung als Teil der in den vorangegangenen Kurzzeitversuchen bestimmten mittleren Verbundbruchspannungen τ_{vu} gewählt. In den zentrischen Ausziehversuchen betrug die Oberspannung $\tau_v^o = 0,7 \tau_{vu}$, bei den Versuchen mit exzentrischer Anordnung des Bewehrungsstahls wurde $\tau_v^o = 0,5 \tau_{vu}$ vorgegeben. Die Unterspannung war einheitlich $\tau_v^u = 0,1 \tau_{vu}$. Die sinusförmige Belastungsfunktion besaß eine Frequenz von $f = 1$ Hz.

Die Belastung bei zyklischer Beanspruchung der Ausziehkörper erfolgte immer nach demselben Schema: Anfahren der Oberlast mit gleicher Belastungsgeschwindigkeit wie bei den Kurzzeitversuchen; Entlastung auf die Unterlast, anschließend erneute kraftgesteuerte Belastung bis zur Oberlast; dann Entlasten des Ausziehkörpers bis zu einer Kraft entsprechend der vorgegebenen Mittelspannung; Ausführung von insgesamt eintausend Lastwechseln mit einer Frequenz von 1 Hz, wobei Wiederholungen des oben beschriebenen kraftgesteuerten Belastungszyklus nach hundert und tausend Lastwechseln erfolgten; vollständiges Entlasten der Probe; schließlich Belastung bis zum Bruch.

Während der Versuchsdurchführung wurde die Stabendverschiebung v kontinuierlich mit einem induktiven Wegaufnehmer (HBM Typ W 10, maximaler Meßweg = 10 mm) gemessen und in Abhängigkeit von der Ausziehkraft mit einem x-y-Schreiber aufgezeichnet (s. Anlage 5). Zur Bestimmung der Querdehnung ϵ_q des Betons waren auf den Ausziehkörpern, bei denen ein Sprengriß in der Betondeckung zu erwarten war ($c = 1 d_s$ bzw. $2 d_s$; Serien II u. IV), Dehnungsmeßstreifen (DMS, $l = 30$ mm) in Höhe der Verbundzone aufgebracht. Um auch nach einer etwaigen Sprengrißbildung die Aufweitung dieser Risse in Abhängigkeit von der Belastung verfolgen zu können, wurden, je nach Lage des Bewehrungsstahls, ein oder zwei Wegaufnehmer (HBM Typ W1, max. Meßweg = 1 mm) im Bruch der Verbundstrecke angeordnet (s. Anlage 6). Betondehnungen und Rißbreiten sowie Ausziehkraft und Stabendverschiebung wurden auf einem 6-Kanal-Zeitlinienschreiber aufgezeichnet, wodurch auch während der dynamischen Beanspruchung eine exakte Zuordnung von Verformungen zu Kraftwerten möglich war.

7 VERSUCHSERGEBNISSE

7.1 Einfluß des Fasergehaltes auf die Verbundfestigkeit τ_{vu} und die Bruchverschiebung v_u

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurden ausschließlich Versuche an Ausziehkörpern mit einer Verbundlänge, die dem Fünffachen des Bewehrungsstabdurchmessers entsprach, durchgeführt. Unter der gerechtfertigten Annahme, daß sich für dieses Verhältnis annähernd eine konstante Verteilung der Verbundspannung über die Einleitungslänge einstellt /11/, kann die Verbundspannung folgenderweise berechnet werden:

$$\tau_v = \frac{F}{u_s \cdot \ell_v} \quad (7.1)$$

In den Anlagen 7 bis 28 sind die gemessenen τ_v - v -Verläufe aus allen Ausziehversuchen, bei denen eine zügige kolbenweggesteuerte Belastung bis zum Bruch erfolgte, dargestellt. Der Abbildung der Verbundspannung-Verschiebungsbeziehung im doppellinearen Maßstab ist gegenüber den ansonsten sehr üblichen Darstellungsweisen in einfach- bzw. doppeltlogarithmischen Maßstäben der Vorzug gegeben worden, weil hierdurch insbesondere Unterschiede im Verbundverhalten im Bereich großer Stabendverschiebungen - im Nachbruchbereich ($v \geq v_u$) ist der größte Einfluß einer Faserbewehrung zu erwarten - deutlich werden. Die schlechtere "Auflösung" dieser Darstellungsart für kleine Verbundschlupfwerte wird durch eine gesonderte Betrachtung der Verbundspannungen für $v = 0,01$; $0,1$ und $0,3$ mm kompensiert.

In der Anlage 25 sind die mittleren Verbundfestigkeiten τ_{vu} und die zugehörigen Bruchverschiebungen v_u aller Versuchsserien zusammengestellt. Für eine vergleichende Betrachtung der Verbundfestigkeiten unterschiedlicher Betone empfiehlt es sich, die Verbundbruchspannung durch Bezug auf die Würfeldruckfestig-

keit zu normieren. Daß die Annahme eines linearen Zusammenhanges von Verbundfestigkeit τ_{vu} und Würfeldruckfestigkeit β_w

$$\tau_{vu} = k \cdot \beta_w \quad (7.2)$$

auch für Faserbeton zumindest bei denjenigen Ausziehversuchen gerechtfertigt erscheint, bei denen der Verbundbruch nicht mit dem Aufsprengen der Betondeckung verbunden ist - hier die zentrischen Ausziehversuche -, läßt sich aus der Abbildung in Anlage 26 ableiten. Die bezogenen Verbundfestigkeiten τ_{vu}/β_w sind in der Anlage 27 in Abhängigkeit vom Fasergehalt V_f aufgetragen.

Wird das Verbundversagen durch das Aufreißen der Betondeckung eingeleitet, so verliert die direkte Proportionalität von Verbundfestigkeit zur Betondruckfestigkeit an Gültigkeit. Üblicherweise wird in diesen Fällen die Verbundfestigkeit in Beziehung zur Zugfestigkeit oder zur Spaltzugfestigkeit des Betons gesetzt.

$$\tau_{vu} = f(\beta_{SZ}) \quad (7.3)$$

Anlage 28 zeigt die Abhängigkeit der auf die Spaltzugfestigkeit bezogenen Verbundbruchspannung τ_{vu}/β_{SZ} vom Fasergehalt.

Der Anlage 27 entnimmt man, daß die Verbundbruchspannungen der zentrischen Ausziehversuche nahezu unbeeinflußt von der Stahlfasermenge bleiben. Bei Verringerung der Betondeckung ist ein Ansteigen der bezogenen Verbundfestigkeit τ_{vu}/β_w ersichtlich. Bezieht man die Verbundfestigkeit der exzentrischen Ausziehversuche auf die an den Begleitproben ermittelten Spaltzugfestigkeitswerte, so ergibt sich auch für diese Versuche näherungsweise ein konstanter Verhältniswert über alle Fasergehalte. Die Abbildung 7.1 zeigt aus den Versuchsergebnissen abgeleitete Regressionsgrade, die den Zusammenhang zwischen bezogener Verbundbruchspannung und Fasergehalt beschreiben.

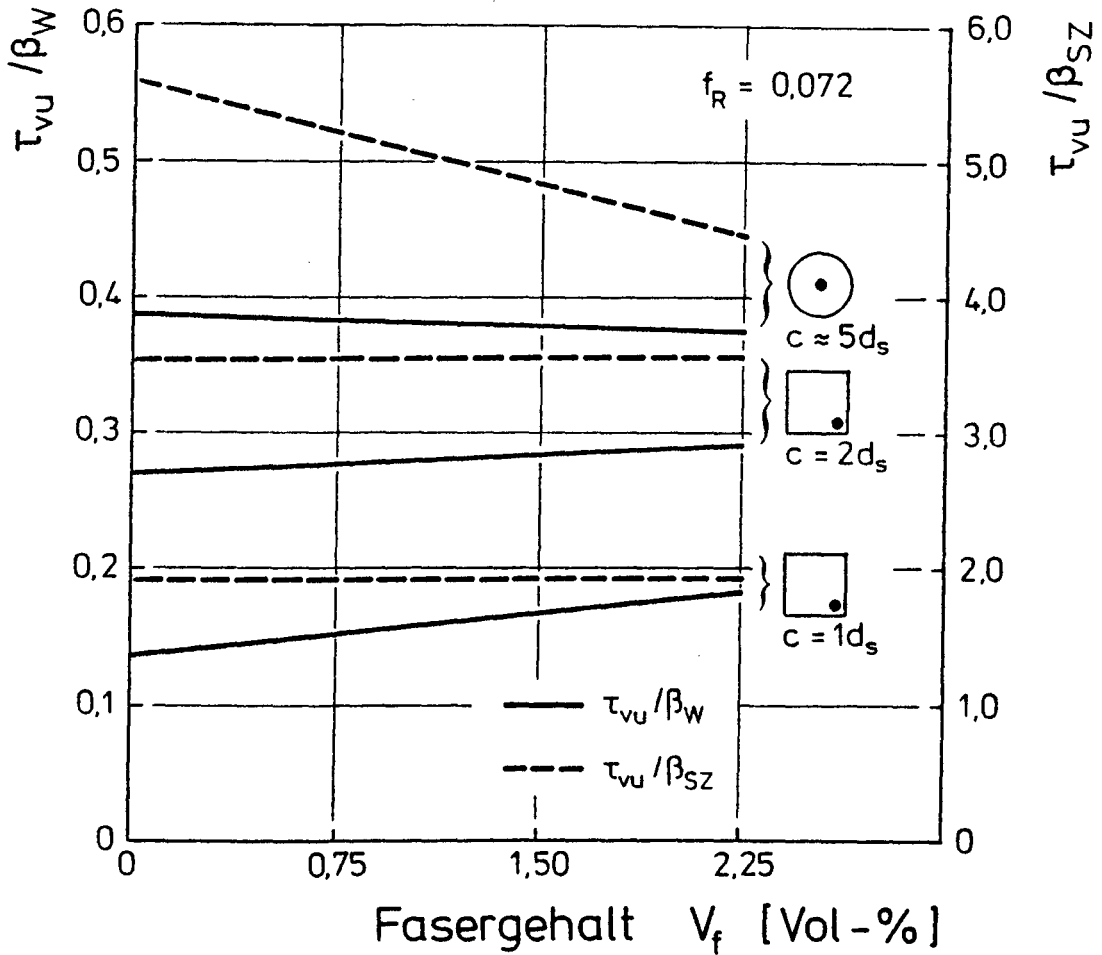


Abbildung 7.1: Bezogene Verbundbruchspannungen τ_{vu}/β_w und τ_{vu}/β_{sz} in Abhängigkeit vom Fasergehalt

Ein Einfluß des Fasergehaltes auf die Größe der Bruchverschiebung v_u ist bei den zentrischen Ausziehversuchen nicht erkennbar. Bei geringer Betonüberdeckung - insbesondere bei Ecklage des Bewehrungsstabes - steigen mit dem Fasergehalt auch die Bruchverschiebungswerte an (siehe Anlage 25).

7.2 Einfluß des Fasergehaltes auf das Verbundverhalten im Gebrauchsspannungsbereich

Während das Verbundverhalten bei großen Stabendverschiebungen i. w. nur bei der Bestimmung der Rotationsfähigkeit plastischer Betongelenke (Traglasttheorie) und für die Tragfähigkeit von Verbundverankerungen von Interesse ist, kommt dem Verbundverhalten bei kleinen Verschiebungen im Hinblick auf die Sicherung der Gebrauchsfähigkeit entscheidende Bedeutung zu. Maßgebend ist hierbei das Verbundverhalten bei Verschiebungen, die durch die Größe der zulässigen Rißbreiten ($w = 0,1 \div 0,4$ mm) vorgegeben werden. Unter der Annahme, daß die Breite eines Biegerisses etwa dem Doppelten der gegenseitigen Verschiebungen von Stahl und Beton entspricht, und unter der Berücksichtigung der Verhältnisse im Ausziehversuch erscheint u. E. zur Beurteilung des Verbundverhaltens im Gebrauchszustand eine Betrachtung der Verbundspannungen bei Stabendverschiebungen von 0,01, 0,1 und 0,3 mm ausreichend zu sein.

In den Anlagen 29 bis 34 sind die mittleren Verbundspannungen für Verschiebungswerte $v = 0,01$; 0,1 und 0,3 mm, ergänzt durch die Verbundbruchspannungen τ_{vu} , der einzelnen Versuchsserien in Abhängigkeit vom Fasergehalt aufgetragen. Zusätzlich ist die Streubreite der Einzelversuche eingezeichnet.

Aus den Ergebnissen der Versuche an Ausziehkörpern mit zentrischer Bewehrungsstablage ($c \approx 5d_s$) läßt sich für die untersuchten Verschiebungsbereiche unter Berücksichtigung der Streuung der Einzelwerte keine signifikante Abhängigkeit der Verbundspannung vom Fasergehalt aufzeigen. Die Verhältnisse der Verbundspannungen $\tau_v(v)$ zu τ_{vu} bleiben ebenfalls unbeeinflusst. Sie betragen für Verschiebungen $v = 0,01$; 0,1 und 0,3 mm im Mittel rd. 0,15; 0,32 und 0,63.

Bei einer Betondeckung von $c = 2d_s$ und bei Seitenlage der Bewehrung ist ein Einfluß der Fasern auf die Verbundspannungen im

Gebrauchszustand nicht zu erkennen. Der Abstand zwischen der Verbundspannung des Gebrauchsbereiches und der Verbundbruchspannung ist deutlich kleiner als bei den zentrisch bewehrten Ausziehkörpern. Der Grund hierfür ist, daß mit Verringerung der Betondeckung die Verbundfestigkeit τ_{vu} sinkt, da das Verbundversagen durch das Absprengen der Betondeckung erfolgt.

Bei Ecklage der Bewehrung und $c = 2d_s$ werden mit steigendem Fasergehalt geringere $\tau_{v0,01}$ - und $\tau_{v0,1}$ -Werte beobachtet. Dieses liegt wahrscheinlich daran, daß wegen der mit der Faser-
menge zunehmend schwieriger werdenden Verarbeitbarkeit des Stahl-
faserbetons die den Bewehrungsstab umhüllende Betonsteinmatrix in verstärktem Maße mit kleinen Poren bzw. Lunkern durchsetzt ist. Eine Kompensation dieser nachteiligen Wirkung der Fasern erfolgt erst bei Erreichen des Bruchzustandes dadurch, daß die Fasern das Absprengen der Betondeckung verzögern.

Die Ergebnisse der Ausziehversuche mit einer Betondeckung von $c = 1d_s$ zeigen, daß bei Seitenlage der Bewehrung die Verbundspannungen für Verschiebungen kleiner, der Bruchverschiebung mit zunehmendem Fasergehalt niedriger ausfallen. Auch hier können als Ursache i. w. die Schwierigkeiten beim Verdichten des Faserbetons angeführt werden. Bei den Versuchen mit $c = 1d_s$ und Ecklage des Bewehrungsstabes wurden über alle Fasergehalte Verbundspannungen $\tau_{v0,1}$ in etwa gleicher Größe wie beim Normalbeton gemessen. Hier werden offensichtlich die von den Fasern verursachten Verdichtungsmängel durch die positive Wirkung der Fasern hinsichtlich der Verzögerung des Sprengbruches bereits bei kleinen Verschiebungen aufgewogen. Die Verbundbruchverschiebungen liegen nur wenig oberhalb des betrachteten Verschiebungsniveaus ($v_u = 0,15 \div 0,4$ mm).

Für einen Vergleich der Verbundspannungen $\tau_{v0,1}$ aus allen Versuchsserien werden die Spannungswerte auf die jeweilige Würfeldruckfestigkeit bezogen. Die normierten Verbundspannungen

$\tau_{v0,1}/\beta_w$ nehmen für alle Fasergehalte Werte zwischen rd. 0,1 und 0,2 an (Anlage 35). Aus der Abbildung 7.2 ist zu ersehen, daß die auf die Druckfestigkeit bezogene Verbundspannung $\tau_{v0,1}/\beta_w$ nur eine geringe bzw. unter Beachtung der Streuung der Versuchsergebnisse keine Abhängigkeit vom Fasergehalt aufweist.

Damit läßt sich zusammenfassend feststellen, daß mit einer Stahlfaserarmierung eine Versteifung des Verbundes im Bereich von Verschiebungen, die hinsichtlich der Beurteilung von Rißzuständen von Stahlbetonkonstruktionen von Interesse sind, nicht zu rechnen ist.

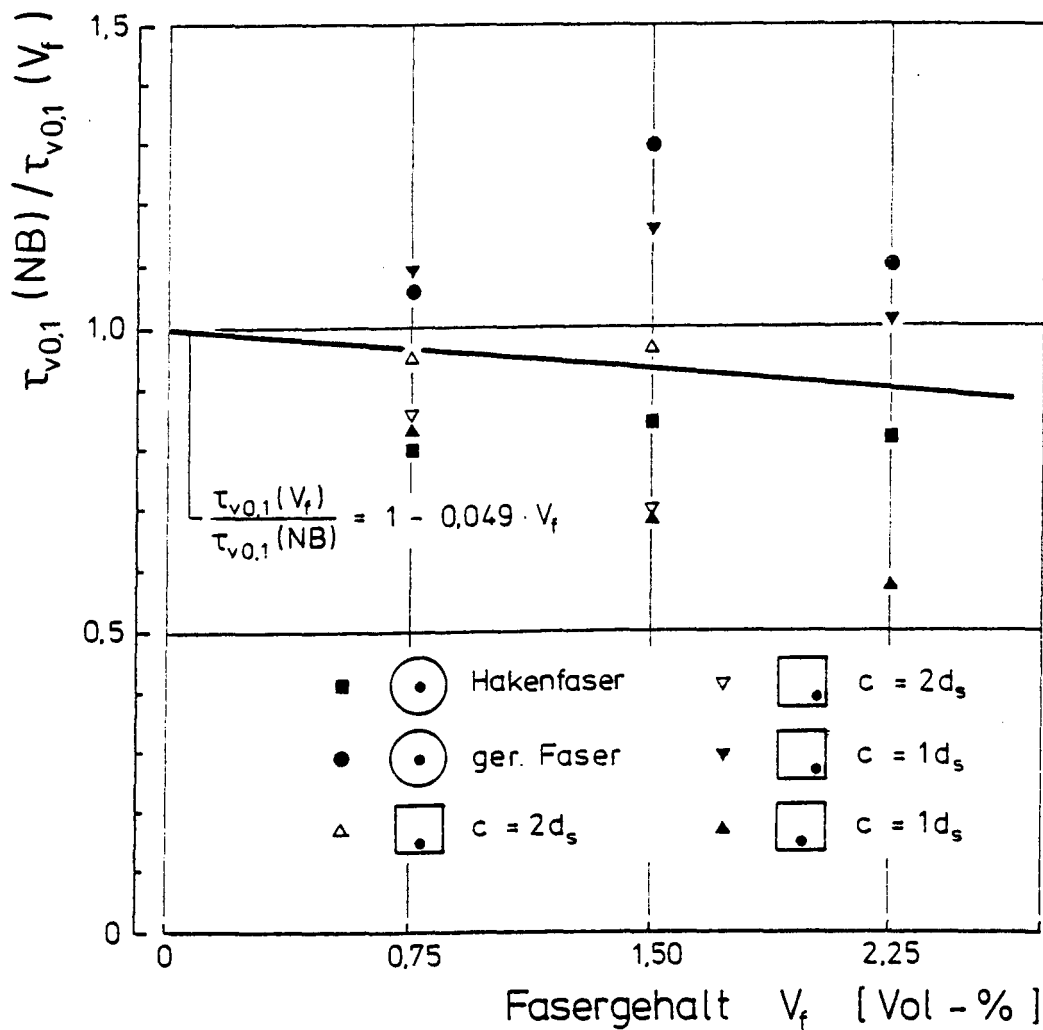


Abbildung 7.2: Abhängigkeit der Verbundspannung τ_v bei einer Verschiebung von 0,1 mm vom Fasergehalt V_f

7.3 Einfluß des Fasergehaltes auf das Verbundverhalten im Nachbruchbereich

Wie in den Abschnitten 7.1 und 7.2 gezeigt wurde, ist der Einfluß einer Stahlfaserarmierung auf die Verbundfestigkeit τ_{vu} und auf das Verbundverhalten im Gebrauchsspannungsbereich gering. Lediglich bei sehr geringer Betondeckung ($c = 1d_s \hat{=} 16 \text{ mm}$) und bei Anordnung des Bewehrungsstabs in der Ecke des Ausziehkörpers war mit steigendem Fasergehalt eine signifikante Erhöhung der Verbundbruchspannung zu verzeichnen.

Betrachtet man nun die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen auch im Bereich sehr großer Stabendverschiebungen ($v > v_u$), die u. U. für die Berechnung des Rotationsvermögens plastizierter Betongelenke von Interesse sind, so erkennt man eine deutliche Verbesserung des Verbundverhaltens durch die Stahlfasern. Bei allen Ausziehversuchen an Prüfkörpern aus Normalbeton und mit Betondeckungen von $c = 1d_s$ bis $2d_s$ fielen die Verbundspannungen nach Überschreiten des Größtwertes τ_{vu} deutlich ab. Demgegenüber zeigten die Faserbetonkörper ein wesentlich duktileres Verhalten.

In den Anlagen 36 und 37 sind typische τ_v - v -Linien der Ausziehversuche mit ausmittiger Bewehrungsstablage dargestellt. Man erkennt, daß die Tragfähigkeitsverluste nach Überschreiten der Verbundbruchspannung umso geringer sind, je größer der Fasergehalt ist. Die Duktilitätsverbesserung ist umso ausgeprägter, je kleiner die Betondeckung ist. So war z. B. bei den zentrischen Ausziehversuchen ($c = 78 \text{ mm} \hat{=} 5d_s$) selbst bei Stabendverschiebungen bis zu 2,5 mm kein Einfluß der Stahlfasern zu erkennen. Besonders günstig wirken sich die Fasern auf das Verbundverhalten im Nachbruchbereich bei Ecklage der Bewehrung aus (Anlage 37).

Ursache für das wesentlich verbesserte Verbundtragverhalten bei Verschiebungen $v > v_u$ ist, daß das Absprengen der parallel zum Bewehrungsstab aufgerissenen Betondeckung verzögert wird. Das Versagen von Ausziehkörpern mit einer Betondeckung kleiner als dem 3fachen Stabdurchmesser der Bewehrung (s. Abschnitt 7.5) erfolgt durch Biegezugbruch der den Bewehrungsstahl umklammernden Betonkragarme (s. Tepfers /13/). Bei Normalbeton ist damit ein rapider Abfall der Verbundspannungen verbunden. Die Entstehung dieses Biegezugbruches und damit die Größe der Verbundfestigkeit τ_{vu} wird von den Stahlfasern nur geringfügig beeinflußt. Allerdings verhindern sie das plötzliche Absprengen der Betondeckung und das damit verbundene abrupte Durchrutschen des Stabes. Nun ist auch erklärlich, warum die Stahlfasern bei den zentrischen Ausziehversuchen keinen Einfluß auf das Nachbruchverhalten (vgl. Anlagen 7 bis 14) ausgeübt haben: Die Bruchart war stets der Gleitbruch.

7.4 Einfluß des Fasergehaltes auf die Verbundrißbildung

Auf Biegung oder Zug beanspruchte Stahlbetonkonstruktionen weisen nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit Risse auf, die in der Regel normal zur Hauptbewehrung verlaufen. Häufig sind neben diesen Hauptzugrissen auch Risse längs der Bewehrung zu beobachten. Diese Längsrisse beginnen an den Hauptrissen und verlaufen unmittelbar über den Bewehrungsstäben. Derartige Risse können in ungünstigen Fällen bereits bei Beanspruchungen entsprechend der Gebrauchslast auftreten. Die Anlage 38 zeigt das Rißbild eines Stahlbetonzuggliedes, dessen Bewehrung im Rißquerschnitt eine Spannung von 257 N/mm^2 aufwies. Die Bewehrung hatte einen Durchmesser von 20 mm, die Betondeckung betrug $40 \text{ mm} \hat{=} 2d_s$.

Die größte Stahlspannung tritt im Rißquerschnitt auf. Diese wird beiderseits des Risses über Verbund abgebaut. Am Ort des Hauptrisses treten die größten Verbundspannungen auf. Die über

Verbund auf den Beton übertragenen Zugkräfte verursachen im den Bewehrungsstahl unmittelbar umgebenden Beton Ringzugspannungen. Ausführliche Untersuchungen über die Größe dieser Ringzugspannungen wurden von Martin /12/, Tepfers /13/ und Eligehausen /14/ durchgeführt.

Dieser Abschnitt der Arbeit befaßt sich mit der Frage, inwieweit eine Faserbewehrung die Längsrißbildung zu beeinflussen vermag. Hierzu wurde im Bereich der Verbundlänge die Betonquerdehnung ϵ_q mittels aufgeklebter Dehnungsmeßstreifen gemessen. Die Betondehnungen geben Aufschluß über die Entstehung der Längsrisse. Die Rißaufweitung in Abhängigkeit von der Beanspruchung wurde mit Wegaufnehmern verfolgt (s. Anlage 6).

Die Anlage 39 zeigt beispielhaft die Betonquerdehnung ϵ_q und die Zunahme der Längsrißbreite w in Abhängigkeit von der Verbundspannung. Ergänzend enthält die Darstellung die τ_v - v -Linie des Ausziehversuches. Man erkennt, daß die Dehnung ϵ_q bereits bei einer sehr kleinen Verbundspannung ($\tau_v \approx 2 \text{ N/mm}^2$) einen Wert erreicht, der der Bruchdehnung des Betons im zentrischen Zugversuch von rd. 0,10 bis 0,15 % entspricht. Mit Zunahme der Verbundspannung steigt die gemessene Dehnung rasch auf Werte an, die ein Vielfaches der Betonzugbruchdehnung betragen, ohne daß der Dehnungsmeßstreifen infolge Rißbildung völlig durchtrennt wird.

In Ermangelung eines die Rißbildung eindeutig anzeigenden Meßsignals wurde davon ausgegangen, daß das Aufreißen der Betondeckung bei einer Dehnung von 0,15 % erfolgt, sofern sich die Dehnungszunahme bei gleichmäßiger Laststeigerung von diesem Wert an beschleunigte.

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der Verbundspannung τ_{vR} , bei der die Betondeckung längs der Bewehrung aufreißt, ergab sich bei den Ausziehkörpern mit Ecklage des Bewehrungs-

stabes. Hier wurden die Querdehnungen über Eck an zwei Stellen gemessen (s. Anlage 6). Für geringe Belastungen wurden beiderseits etwa die gleichen Dehnungen gemessen. Im Augenblick des Aufreißens einer der Betondeckungen stieg die Betondehnung auf der Rißseite rasch an ($\epsilon_q \rightarrow \infty$), während die Dehnung auf der anderen Seite ein Maximum durchlief ($\epsilon_q \rightarrow 0$). Die auf diese Weise ermittelten Rißlasten lagen in der Regel nur geringfügig über denen, die auf die im vorhergehenden Absatz beschriebene Art bestimmt worden sind.

In der Abbildung 7.3 sind die Verbundspannungen τ_{VR} bei Längsrißbildung in Abhängigkeit vom Fasergehalt eingezeichnet. Ein Einfluß von Stahlfasern auf die Entstehung von Längsrissen in der Betondeckung kann aus den vorliegenden Versuchsergebnissen nicht abgeleitet werden. Deutlich hingegen ist der Einfluß der Größe der Betondeckung. Interessanterweise wurden bei den Ausziehversuchen mit Ecklage des Bewehrungsstabes in etwa die gleichen Rißlasten gemessen, wie bei den Versuchen mit Seitenlage der Bewehrung. Hierdurch finden diejenigen theoretischen Überlegungen experimentelle Bestätigung, die bei der Berechnung der maßgebenden Ringzugspannungen nur eine zylindrische Betonumhüllung mit der Dicke c betrachten /12, 13/.

Die Abbildung 7.4 zeigt eine Gegenüberstellung der gemessenen Rißspannungen mit rechnerischen Werten nach Tepfers /13/. Die drei theoretischen Kurvenverläufe resultieren aus unterschiedlichen Annahmen hinsichtlich der Verteilung der Zugspannungen in der Betondeckung bei Entstehung von Sprenggrissen (s. Anlage 40). Die Versuchswerte liegen in etwa in dem Bereich, der von den rechnerischen Geraden für den gerissen-elastischen und den plastischen Bruch berandet wird.

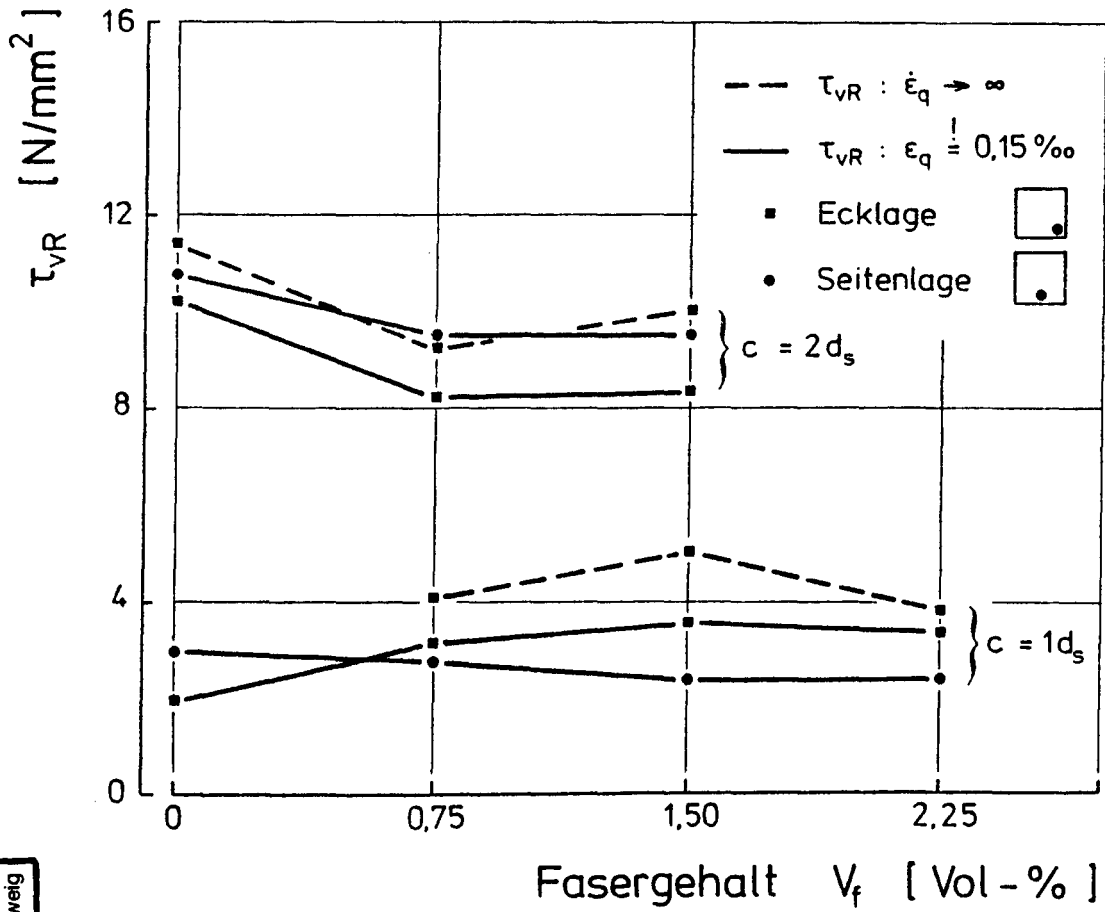


Abbildung 7.3: Verbundspannung τ_{vR} bei Sprengrißbildung in Abhängigkeit vom Fasergehalt

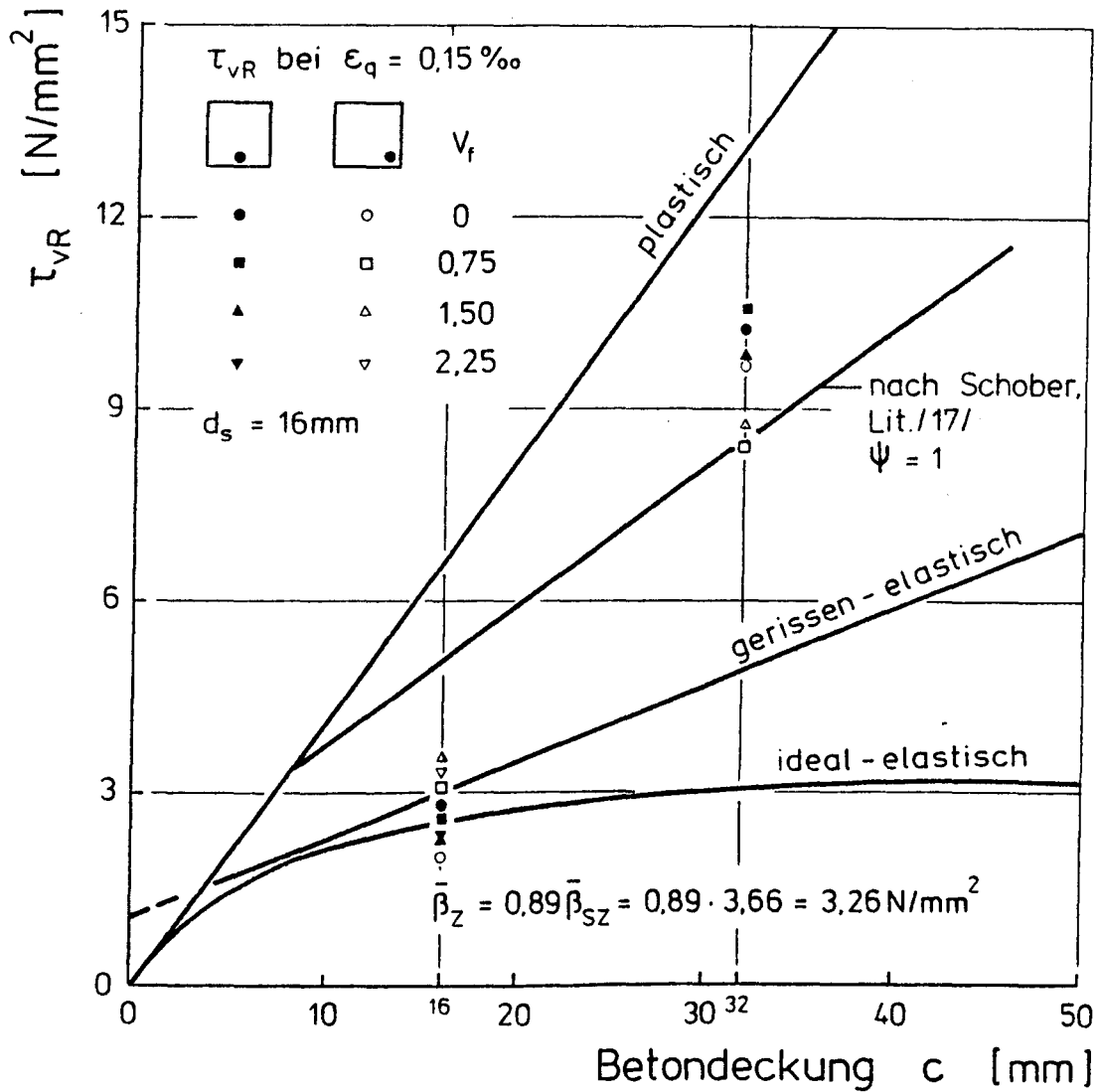


Abbildung 7.4: Rechnerische und gemessene Verbundspannungen bei Entstehung von Spreng-
rissen in der Betondeckung

7.5 Einfluß der Betondeckung auf das Verbundverhalten

Wie in Abschnitt 7.4 im Zusammenhang mit der Sprengrißentstehung erörtert worden ist, wirkt sich die Größe der Betonüberdeckung c auf das Verbundverhalten deutlich aus. In diesem Abschnitt wird der Einfluß der Betondeckung auf die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung, die Verbundfestigkeit τ_{vu} und die Bruchverschiebung v_u beschrieben.

In den Anlagen 41 bis 44 sind typische τ_v - v -Linien für Normal- und Faserbetone bei Variation des Betondeckungsmaßes und der Anordnung des Bewehrungsstabes dargestellt. Man erkennt, daß für kleine Verschiebungen ($v \leq 0,1$ mm) die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung bei beiden Betonarten weitgehend unbeeinflusst von der Betondeckung und der Stablage bleibt. Für Verschiebungen größer als 0,1 mm werden die τ_v - v -Beziehungen mit Abnahme der Betondeckungszahl $a = \frac{c}{d_s}$ zunehmend weicher. Die Verminderung der Verbundsteifigkeit ist bei den Ausziehversuchen mit Ecklage des Bewehrungsstabes besonders ausgeprägt.

Aus den Ausführungen im Abschnitt 7.1 geht hervor, daß der Fasergehalt auf die Verbundfestigkeit keinen oder nur einen vergleichsweise geringen Einfluß ($c = 1d_s$, Ecklage) besitzt. Es kann daher die Bestimmung der Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von Stablage und Betondeckung an über alle Fasergehalte gemittelte τ_{vu} -Werte erfolgen. In der Abbildung 7.5 sind die mittleren bezogenen Verbundfestigkeiten τ_{vu}/β_w über der Betondeckungszahl a aufgetragen. Die Zusammenhänge gelten nur für die angegebenen Werte von $\bar{\beta}_w$ und f_R .

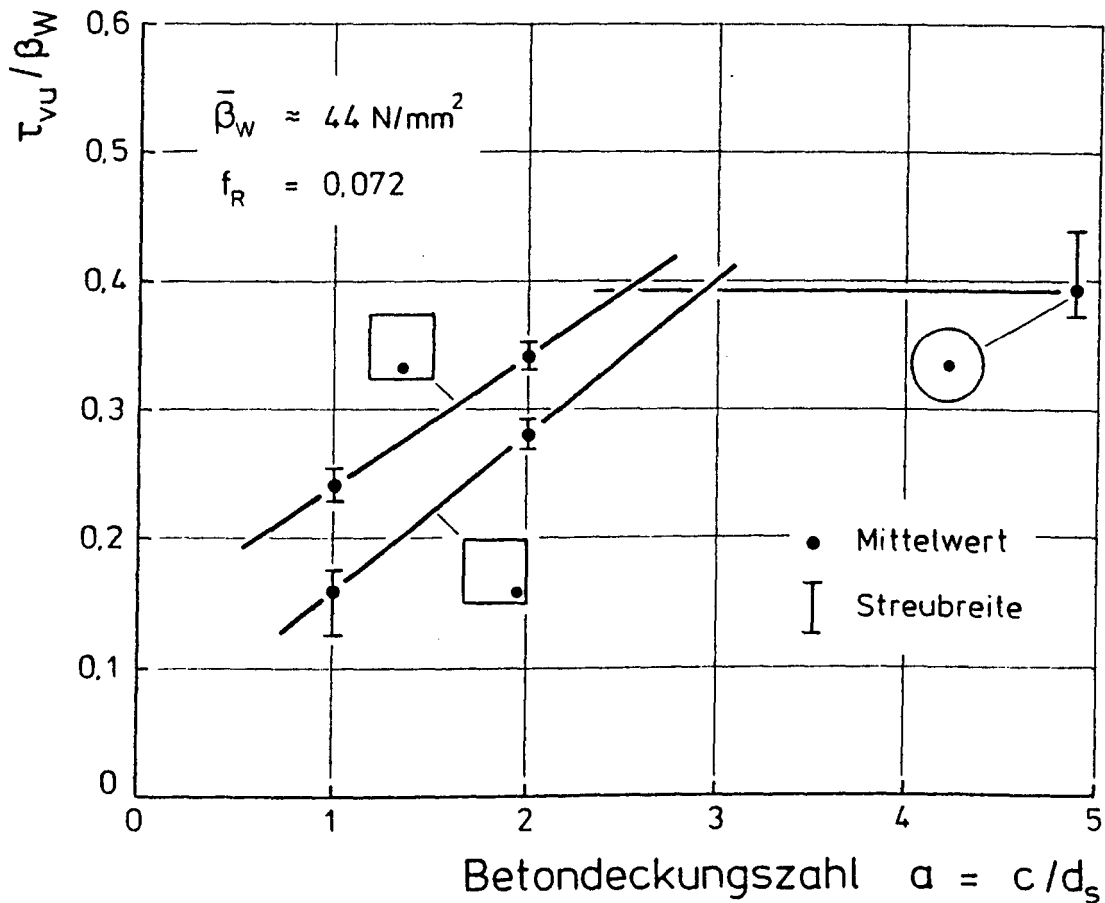


Abbildung 7.5: Verbundfestigkeit τ_{vu} in Abhängigkeit von der Betondeckung

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß mit Verringerung der Betondeckung starke Verbundfestigkeitsverluste einhergehen. So erbrachten die Ausziehkörper mit einer Betondeckung $c = 1d_s = 16 \text{ mm}$ und Ecklage der Bewehrungsstäbe lediglich 40 Prozent der Bruchlast der zentrischen Ausziehkörper ($c = 5d_s$). Die Abbildung verdeutlicht auch, daß die Beeinflussung der Verbundfestigkeit durch die Betondeckung ab $c > 2,5$ bis $3,0 d_s$ verlorengeht. Einen Grenzwert vergleichbarer Größe gibt auch Sager in /15/ für Betone B25 bis B55 und Rippenstähle mit normgemäßen bezogenen Rippenflächen an.

Im Gegensatz zum Sprengrißverhalten (s. Abschnitt 7.4) kommt der Anordnung des Bewehrungsstabes (Eck- oder Seitenlage) für das Bruchverhalten große Bedeutung zu. Solange die Betondeckung nicht längs des Bewehrungsstabes aufgerissen ist, erzeugen die Verbundkräfte Ringzugspannungen in der Betondeckung (s. Anlage 40). Überschreiten die Ringzugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, so reißt die Betondeckung auf. Der bis dahin existierende Gleichgewichtszustand ist damit gestört.

Nun zeigen die Versuche, daß mit der Entstehung der Sprengrisse die Tragfähigkeit des Ausziehkörpers noch keineswegs erschöpft sein muß. Ein Vergleich der Verbundspannungen τ_{VR} bei Sprengrißbildung mit den Verbundfestigkeiten τ_{VU} zeigt, daß - insbesondere für geringe Betondeckungszahlen - die Bruchspannung ein Vielfaches der Sprengrißspannung betragen kann (Abb. 7.6).

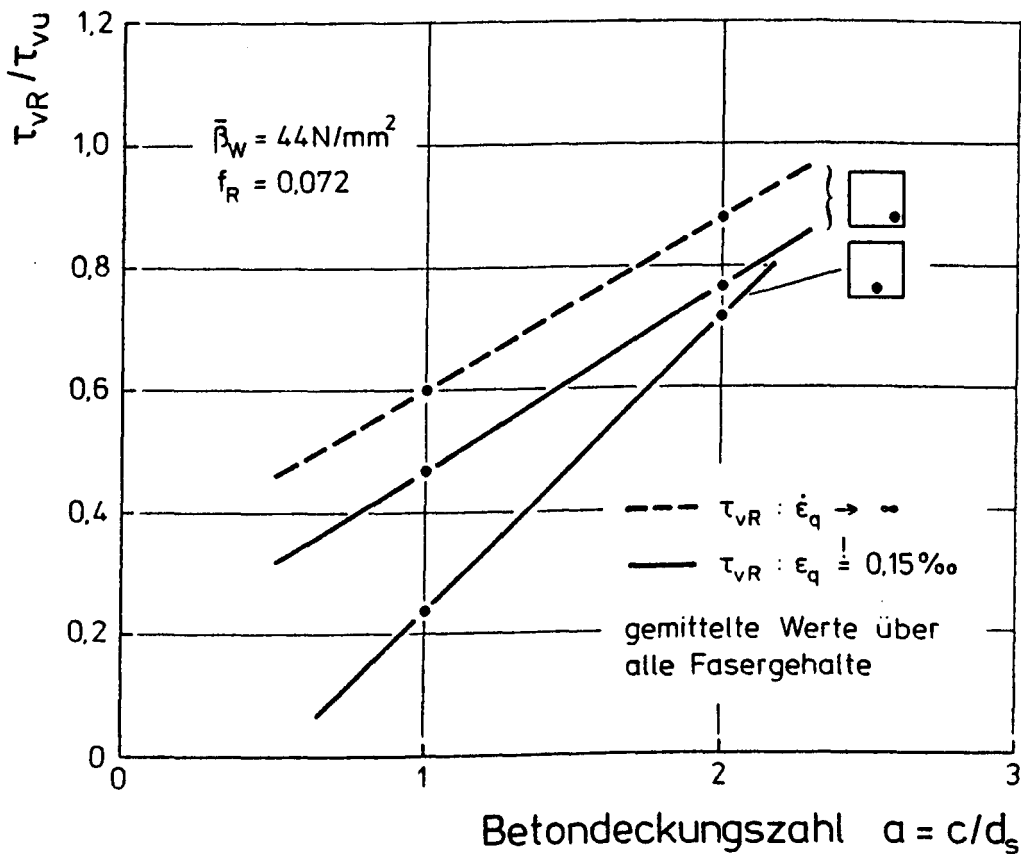


Abbildung 7.6: Verhältnis der Verbundspannung τ_{VR} bei Sprengrißbildung zur Verbundfestigkeit

Das Verbundverhalten bei aufgerissener Betondeckung soll anhand eines Tragmodells erklärt werden, das Tepfers /13/ zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Zugübergreifungsstößen gerippter Betonstähle entwickelt hat. Tepfers geht davon aus, daß nach dem Auftreten des Sprengnisses der aus den Verbundspannungen resultierende Innendruck ($p = \tau_v \cdot d_s \cdot \operatorname{tg} \alpha$; $\alpha = 45^\circ$) von den Betonkonsolen aufzunehmen ist, die den Stab umschließen. Der Bruch erfolgt, sobald die Tragkraft der Konsolen erschöpft ist.

In der Anlage 45 sind die beiden Bruchmodelle dargestellt, die für die untersuchten Ausziehkörper (Eck- bzw. Seitenlage der Bewehrung) gelten. Wie die Abbildungen zeigen, geht Tepfers davon aus, daß die Betonkonsolen versagen, wenn in den von ihm angenommenen Bruchflächen die Betonzugfestigkeit erreicht wird. Den Ansatz einer gleichförmigen Spannungsverteilung (Plastizieren des Betons!) leitet er daraus ab, daß die rechnerischen Bruchspannungen für diesen Fall sehr gute Übereinstimmung mit seinen Versuchswerten erbrachten. Die rechnerische Verbundfestigkeit τ_{vu} erhält man dann bei diesem Tragmodell sehr leicht aus Gleichgewichtsbetrachtungen.

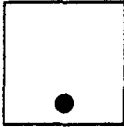
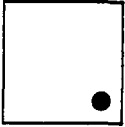
$$\text{Seitenlage: } \tau_{vu} = \frac{2\beta_z}{d_s \cdot \operatorname{tg} \alpha} \left(c + \frac{d_s}{2} \right); \quad \alpha = 45^\circ$$

$$\text{Ecklage: } \tau_{vu} = \frac{\beta_z}{d_s \cdot \operatorname{tg} \alpha} \left(c + \frac{d_s}{2} \right)$$

Die Tabelle 7.1 enthält eine Gegenüberstellung der gemessenen mit den rechnerischen Verbundfestigkeiten. Der Rechnung liegt die mittlere gemessene Spaltzugfestigkeit $\beta_{sz} = 3,66 \text{ N/mm}^2$ zugrunde. Die mittlere Betonzugfestigkeit errechnet sich nach Rüsç /16/ zu:

$$\beta_z = 0,89 \cdot \bar{\beta}_{sz} = 0,89 \cdot 3,66 = 3,26 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 7.1: Gemessene und rechnerische Verbundfestigkeiten bei Versagen durch Sprengbruch

Beton- deckung	mittlere Verbundfestigkeit τ_{vu} in N/mm ²			
				
	gem. τ_{vu}	rechn. τ_{vu}	gem. τ_{vu}	rechn. τ_{vu}
$c = 1d_s$	10,36	9,81	6,80	4,91
$c = 2d_s$	14,06	16,34	11,57	8,18

Ein Vergleich der mit den Bruchmodellen von Tepfers berechneten Verbundfestigkeiten mit den gemessenen mittleren Verbundfestigkeiten ergibt im allgemeinen eine ausreichend genaue Übereinstimmung. Für die Ausziehversuche mit Anordnung der Bewehrung in der Ecke werden allerdings einheitlich zu geringe Traglasten errechnet, woraus man die Grenzen der Anwendbarkeit der eigentlich für Übergreifungsstöße entwickelten theoretischen Ansätze ableiten könnte.

7.6 Verbundverhalten bei schwellender Beanspruchung

Langzeitbeobachtungen an Stahlbetonbauwerken haben gezeigt, daß mit zunehmender Beanspruchungsdauer bzw. bei nicht ruhender Beanspruchung mit wachsender Anzahl der Belastungszyklen eine Verbreiterung der vorhandenen Risse eintritt. Die Ursachen für die Rißbreitenvergrößerung sind sowohl im Betonkriechen und -schwinden als auch in der zeitlichen Zunahme des Verbundschlupfes (Verbundkriechen) zu suchen.

Im Rahmen dieser Arbeit sind einige Tastversuche an Ausziehkörpern mit zyklischer Belastung durchgeführt worden. Es galt zu klären, ob die Verbundschlupfzunahme beim Stahlfaserbeton grundsätzlich anderen Gesetzmäßigkeiten gehorcht als beim Normalbeton. Eine Beschreibung der Belastungsgeschichte ist im Abschnitt 6 zu finden. In der Anlage 46 ist eine schematische Darstellung der Belastungsfolge mit Angabe der im folgenden verwendeten Bezeichnungen abgebildet.

In der Anlage 47 ist eine für die Versuche typische Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung dargestellt. Man erkennt die drei Phasen der Verbundschlupfzunahme: Verschiebung infolge Belastung bis zur Oberspannung; Verschiebungszunahme unter Schwellbeanspruchung, Verschiebung bei Belastung bis zum Bruch. Deutlich wird auch, daß bei einer Laststeigerung über die Oberlast hinaus nach vorangegangener Schwellbelastung die Stabendverschiebung anfänglich nur sehr wenig zunimmt. Die Verschiebungszunahme wird erst dann größer, wenn die τ_v -v-Linie auf diejenige Linie einschwenkt, die einer identischen, jedoch nicht schwingend vorbelasteten Probe entspricht.

Von den dynamisch geprüften Ausziehkörpern versagte keiner während der Dauerschwellbelastung. Ein Vergleich der Verbundfestigkeiten von schwingend beanspruchten Proben mit denen von nicht vorbelasteten Proben zeigt, daß unter den vorliegenden Verhältnissen ($\tau_v^o \approx 0,5 \div 0,7 \tau_{vu}$; $\tau_v^u \approx 0,1 \tau_{vu}$, max N = 10^3 Lastwechsel; f = 1 Hz) kein ungünstiger Einfluß einer Schwellbeanspruchung zu erwarten ist (s. Anlage 48).

In den Anlagen 49 bis 52 ist die Zunahme der Stabendverschiebung unter Schwellbelastung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastspiele für vier Versuchsserien im doppeltlogarithmischen Maßstab aufgetragen. Die v-N-Linien der Ausziehversuche bei zentrischer Anordnung der Bewehrung im Probekörper ($c \approx 5d_s$,

Anlagen 49 und 50) zeigen, daß bei einer Oberspannung von $\tau_v^0 \approx 0,7 \tau_{vu}$ und einer Schwingbreite von $2 \tau_a \approx 0,6 \tau_{vu}$ die Stabendverschiebung auf rd. den zweifachen Wert ansteigt, der bei Erstbelastung erreicht wurde. Die Zunahme des Verbundschlupfes verläuft mit anwachsender Lastspielzahl progressiv, und zwar umso stärker, je größer die Schwingbreite ist. Dies deutet darauf hin, daß eine fortgesetzte Dauerschwingbeanspruchung zum Versagen der Proben geführt hätte.

Bei den Ausziehversuchen mit einer Betondeckung von $c = 2d_s \approx 32 \text{ mm}$ wurde nach einer Dauerschwingbelastung mit tausend Lastspielen ($\tau_v^0 \approx 0,5 \tau_{vu}$; $2 \tau_a \approx 0,4 \tau_{vu}$; $f = 1 \text{ Hz}$) eine Vergrößerung der anfänglichen Verschiebung um rd. 80 Prozent gemessen (Anlagen 51 und 52).

Ganz allgemein war festzustellen, daß die Verbundschlupfzunahme in starkem Maße von der Größe der Oberspannung und der Schwingbreite beeinflußt wurde. Da sowohl die Oberspannung als auch die Schwingbreite wegen der Unkenntnis der tatsächlichen Verbundfestigkeit des Ausziehkörpers nur näherungsweise auf den vorgesehenen Wert eingestellt werden konnten, unterlagen sie folglich erheblichen Schwankungen (s. Abschnitt 6). Unter diesen Bedingungen war es nicht möglich, auf Grundlage dieser ersten Tastversuche einen Einfluß von Fasergehalt und Faserart auf die Verbundschlupfzunahme unter zyklischer Beanspruchung aufzuzeigen.

Die Abbildungen in den Anlagen 53 und 54 geben Auskunft über die Veränderungen der Verbundschlupfhysterese in Abhängigkeit von der Anzahl der Belastungszyklen. Für alle untersuchten Betone gilt, daß mit steigender Lastspielzahl sich die Zunahme der Stabendverschiebung Δv^0 je Belastungszyklus (s. Anlage 46) verringert, die Entlastungskurve zunehmend flacher verläuft, während der Anstieg der Belastungskurve immer steiler wird. Eine Dauerschwingbeanspruchung bewirkt somit eine "Versteifung" des Verbundes.

8 ZUSAMMENFASSUNG

Zur Sicherung eines ausreichenden Korrosionsschutzes der Bewehrung ist im Stahlbeton die Breite etwaiger Risse auf ein zulässiges Maß zu beschränken. Untersuchungen /1, 2/ haben gezeigt, daß durch die Verwendung von Stahlfasern die Rißbreiten um rd. 50 Prozent reduziert werden können. Die Rißbreite wird im wesentlichen durch die Höhe der Stahlspannung im Riß und die Qualität des Verbundes zwischen Bewehrungsstab und Beton bestimmt. Bekannt ist, daß Stahlfasern die Bewehrung im Rißquerschnitt entlasten. Weitgehend unbekannt war, inwieweit Stahlfasern das Verbundverhalten beeinflussen.

Ziel des Forschungsvorhabens war es, eine Klärung des Verbundverhaltens von geripptem Bewehrungsstahl in Stahlfaserbeton herbeizuführen. Hierzu wurden insgesamt 96 Ausziehversuche (pull-out-tests) durchgeführt. Untersucht wurde der Einfluß von Fasergehalt und Faserart auf das Verbundverhalten bei Variation der Betondeckung. In einigen Tastversuchen wurde der Frage der Verbundschlupfzunahme unter zyklischer Beanspruchung nachgegangen.

Die wesentlichen Untersuchungsergebnisse lassen sich zusammenfassend wie folgt darstellen:

1. Die Verbundfestigkeit bleibt im Falle großer Betondeckung unbeeinflußt von Fasergehalt und Faserart. Bei Vorliegen einer geringen Betondeckung ($c = 1d_s$) und insbesondere dann, wenn der Stab in einer Ecke des Querschnitts angeordnet ist, konnte durch eine Faserbewehrung eine Steigerung der Verbundfestigkeit um rd. 25 Prozent erzielt werden.
2. Im hinsichtlich der Rißbreitenbeschränkung interessierenden Bereich der Stabendverschiebungen ($v \leq 0,3 \text{ mm}$) sind keine Unterschiede im Verbundverhalten von Normalbeton und Stahl-

faserbeton zu erkennen. Eine "Versteifung" des Verbundes, woraus kürzere Einleitungslängen der Verbundkräfte resultieren würden, ist durch eine Stahlfaserarmierung nicht zu erreichen. Diese Aussage steht im Widerspruch zu den Versuchsergebnissen von Swamy/Al-Noori /7/, bestätigt allerdings im wesentlichen die Beobachtungen von Spencer et al. /8/.

3. Stahlfasern sind in der Lage, den bei geringer Betondeckung üblichen Sprengbruch zu kontrollieren, d. h. sie verhindern das Absprengen des Betons und das abrupte Durchrutschen des Bewehrungsstabes. Mit steigendem Fasergehalt verläuft der Verbundbruch zunehmend duktiler.
4. Stahlfasern wirken sich weder auf die Entstehung sogenannter Verbundrisse, die längs zur Bewehrungsstabachse verlaufen, noch auf deren Breitenentwicklung bei steigender Beanspruchung aus.
5. Anhand der Ergebnisse einiger Tastversuche zur Untersuchung des Verbundverhaltens unter zyklischer Beanspruchung ist kein grundsätzlich anderes Verhalten von Faserbeton zu erkennen.

9 LITERATUR

- /1/ Rostásy, F.S., und Hartwich, K.: Rißverhalten von faserbewehrtem Beton mit zusätzlicher schlaffer Bewehrung. Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, August 1982
- /2/ Rostásy, F.S., und Hartwich, K.: Rißbreitenbeschränkung im Stahlbetonbau durch Faserarmierung. Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Juni 1984
- /3/ Henager, C.H., und Doherty, T.J.: Analysis of reinforced fibrous concrete beams. J. of the Structural Division, January 1976, pp. 177-188
- /4/ Stiller, W.: Zum Tragverhalten von bewehrtem Stahlfaserbeton. Technisch-Wissenschaftliche Mitteilung Nr. 78-8 des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, 1978
- /5/ Körmeling, H.A., Reinhardt, H.W., und Shah, S.P.: Static and dynamic testing of concrete beams reinforced with fibres and continuous bars. Report 5-78-10, Stevin Laboratory, Delft University of Technology, 1979
- /6/ Swamy, R.N., und Al-Ta'an, S.A.: Deformation and ultimate strength in flexure of reinforced concrete beams made with steel fibre concrete. ACI Journal, Sept.-Okt. 1981, pp. 395-405
- /7/ Swamy, R.N., und Al-Noori, K.: Bondstrength of steel fibre reinforced concrete. Concrete, August 1974, pp. 36-37

- /8/ Spencer, R.A., Panda, A.K., und Minders, S.:
Bond of deformed bars in plain and fibre reinforced concrete under reversed cyclic loading. Int. Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 4, No. 1, February 1982, pp. 3-17

- /9/ Martin, H., und Noakowski, P.: Verbundverhalten von Betonstählen - Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen. DAfStb. Heft 319, Berlin, 1981

- /10/ Rilem/CEB/FIP: Bond test for reinforcing steel.
Rilem 3, No. 15, 1970

- /11/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. DAfStb Heft 138, Berlin, 1961

- /12/ Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. DAfStb. Heft 228, Berlin, 1973

- /13/ Tepfers, R.: A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. Publication 73-2, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, 1973

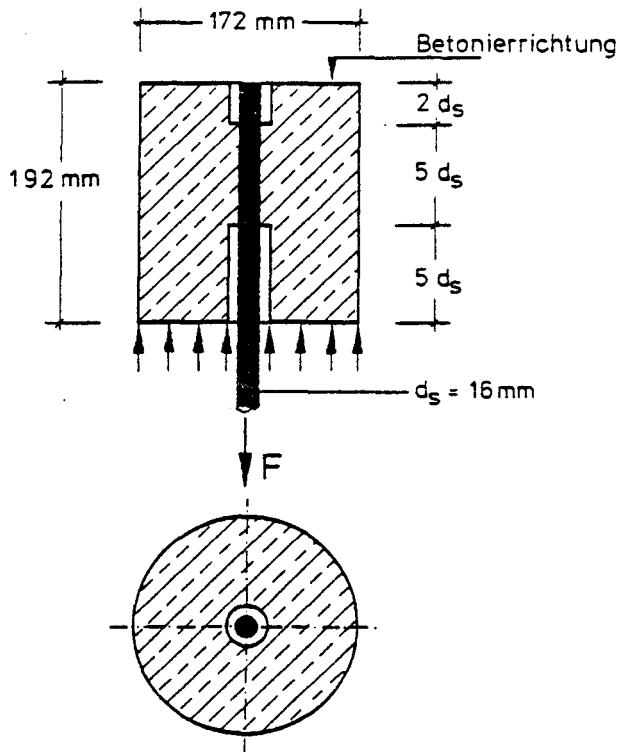
- /14/ Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden. DAfStb Heft 301, Berlin, 1979

- /15/ Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten einbetonierter Bewehrungsstäbe.
Diss., TU Braunschweig, Dez. 1984

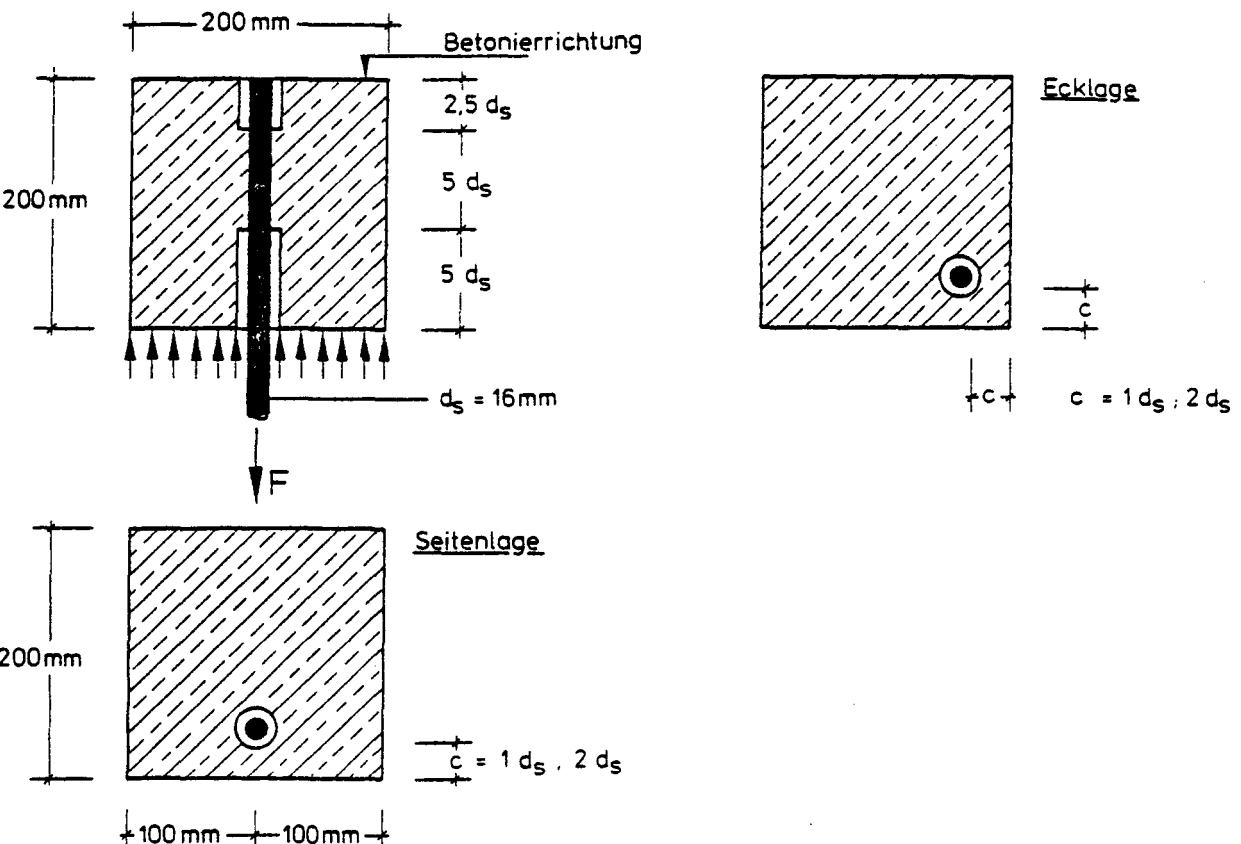
- /16/ Rüsç, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. beton - Herstellung und Verwendung 25, 1969, S. 68-70
- /17/ Schober, H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbetonbau. Diss., Universität Stuttgart, Januar 1984

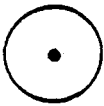
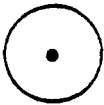
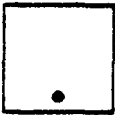


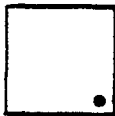
Anlagen

a) Zylindrischer Ausziehkörper für zentrische Ausziehversuche







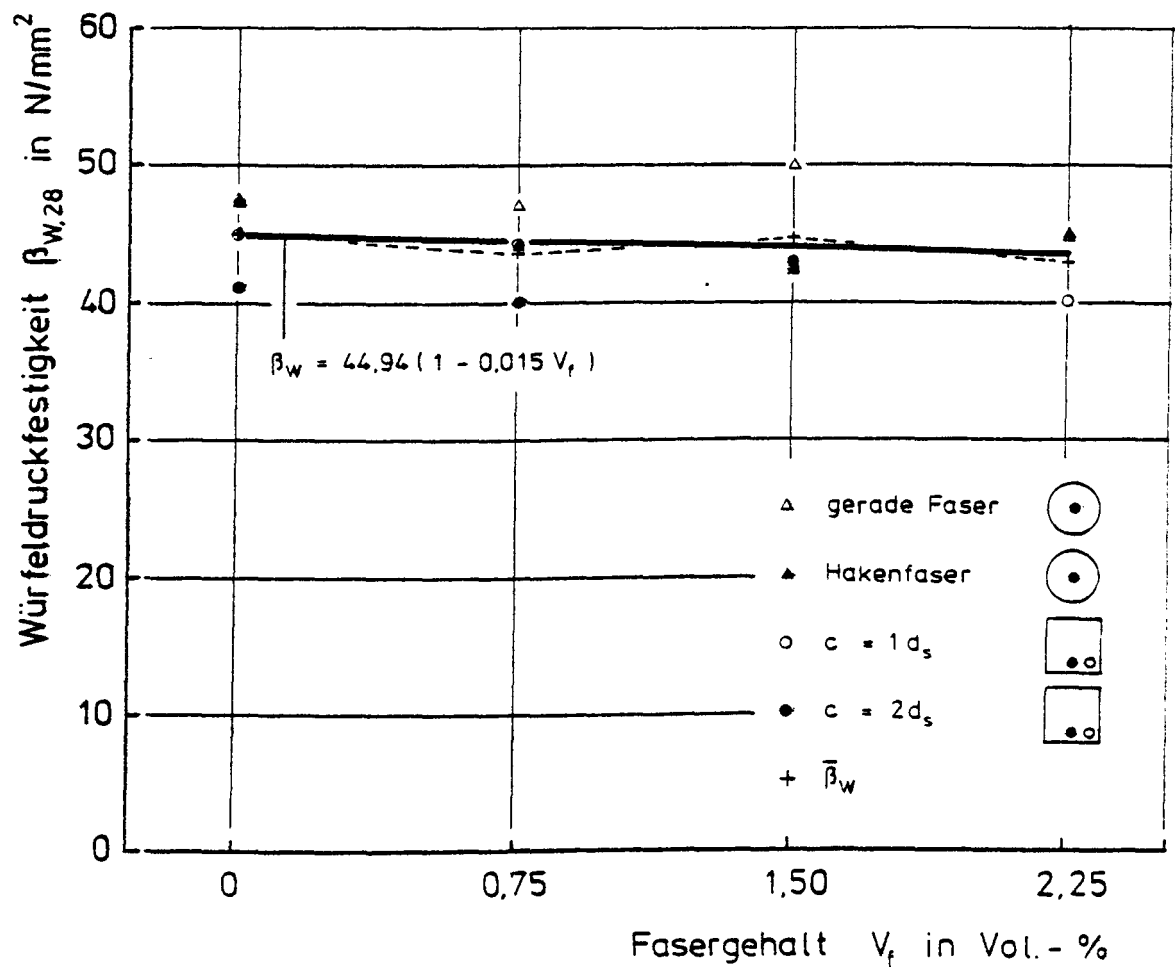
b) Würfelförmiger Ausziehkörper für exzentrische Ausziehversuche







		Anzahl der Ausziehkörper				
		V _f in Vol-%				Σ
		0	0,75	1,50	2,25	
Serie I gerade Faser		5	5	5	5	20
Serie II Hakenfaser		5	5	5	5	20
Serie III c = 1 d _s Hakenfaser		3	3	4	4	28
		4	4	3	3	
Serie IV c = 2 d _s Hakenfaser		4	5	5	%	28
		4	5	5	%	

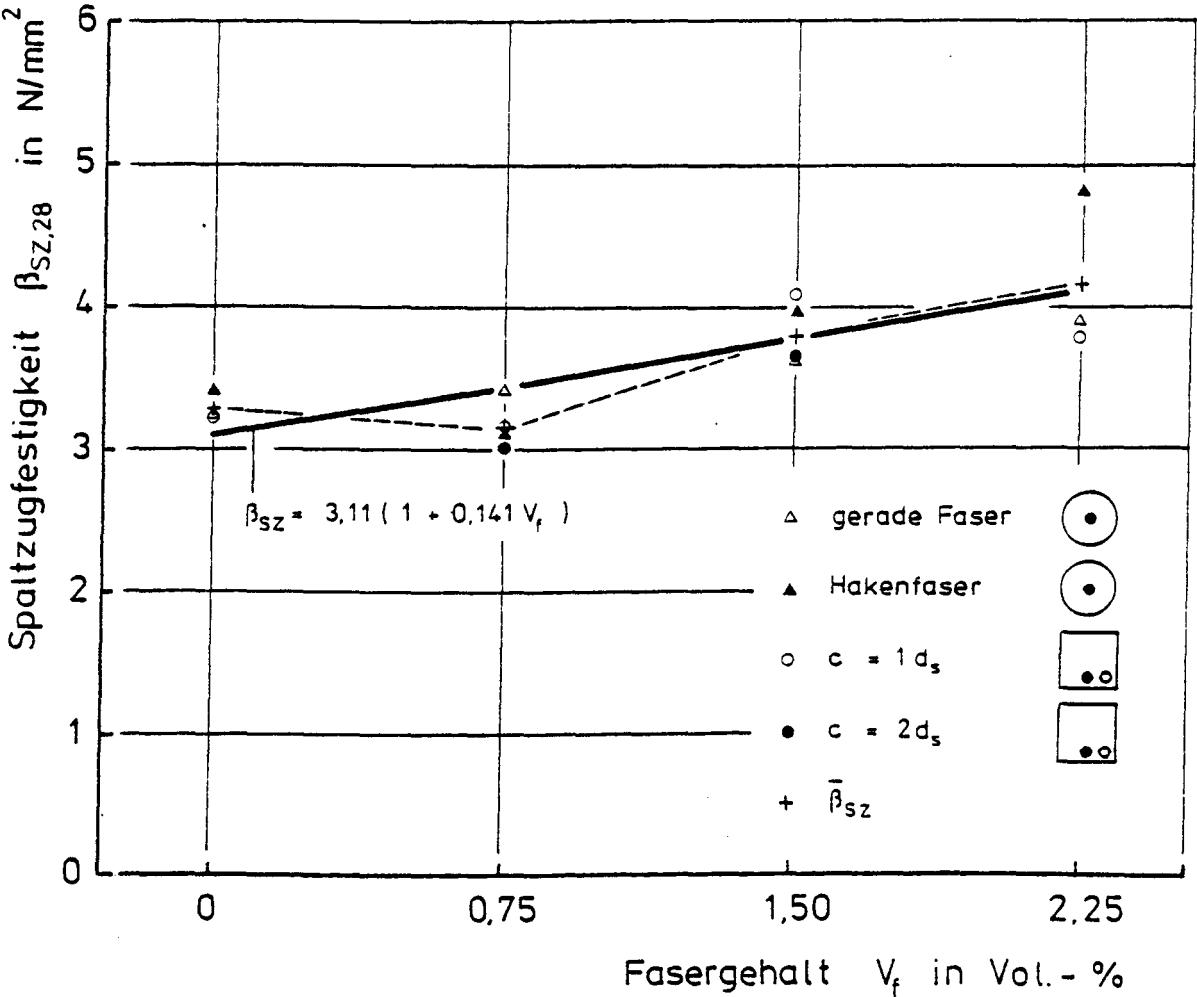
Übersicht über die Versuchsserien und die Anzahl der durchgeführten Versuche

AK - Serie	mittl. Würfeldruckfestigkeit $\beta_{W,28}$ in N/mm ²			
	V_f in %			
	0	0,75	1,50	2,25
Serie I gerade Faser. 	47,5	47,0	49,7	44,7
Serie II Hakenfaser 	47,4	44,0	42,3	45,1
Serie III $c = 1d_s$ 	44,9	44,2	42,4	40,2
Serie IV $c = 2d_s$ 	41,1	40,0	43,0	%



Einfluß des Fasergehaltes auf die Betondruckfestigkeit

AK - Serie	mittl. Spaltzugfestigkeit $\beta_{SZ,28}$ in N/mm ²			
	V_f in %			
	0	0,75	1,50	2,25
Serie I gerade Faser 	3,23	3,39	3,59	3,88
Serie II Hakenfaser 	3,40	3,11	3,93	4,82
Serie III $c = 1d_s$ 	3,20	3,14	4,08	3,77
Serie IV $c = 2d_s$ 	(4,07)	3,00	3,63	%

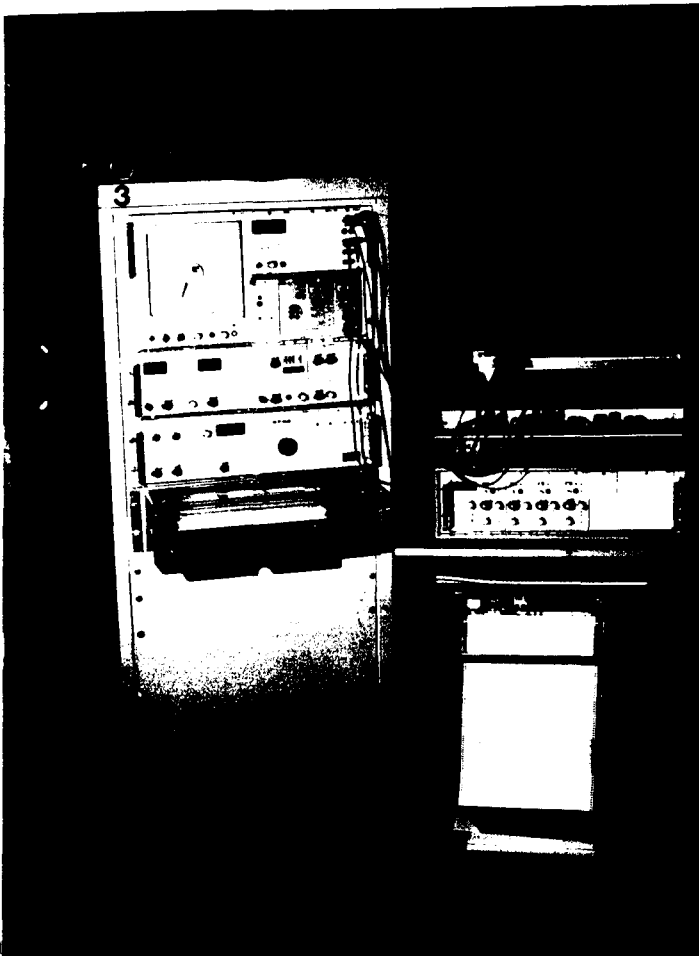


Einfluß des Fasergehaltes auf die Spaltzugfestigkeit des Betons

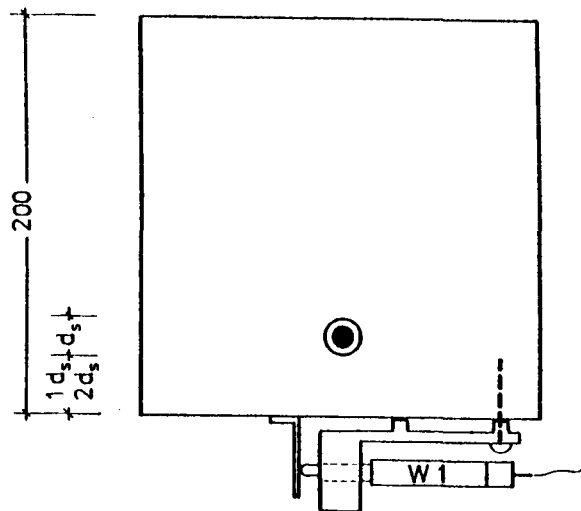
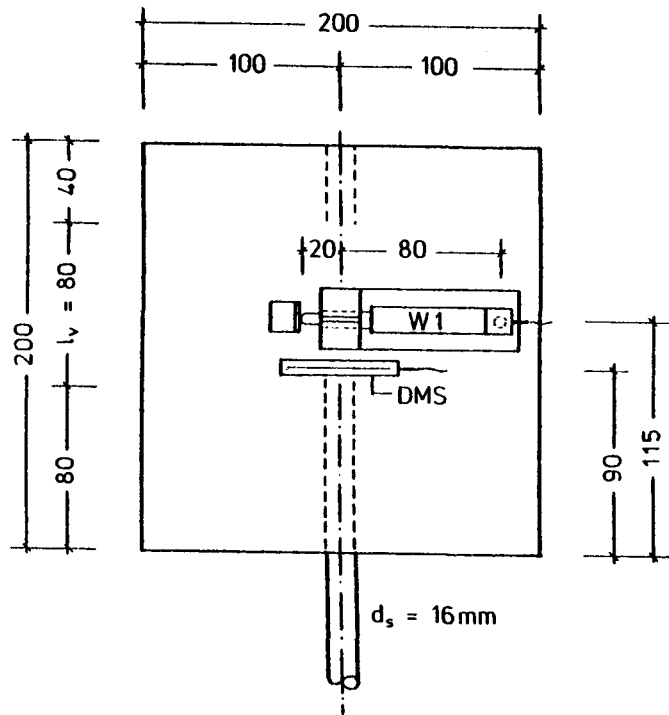
Prüfrahmen
mit Ausziehkörper



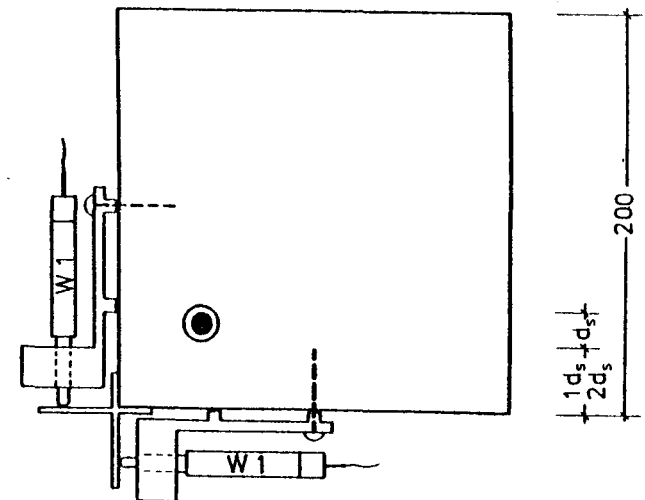
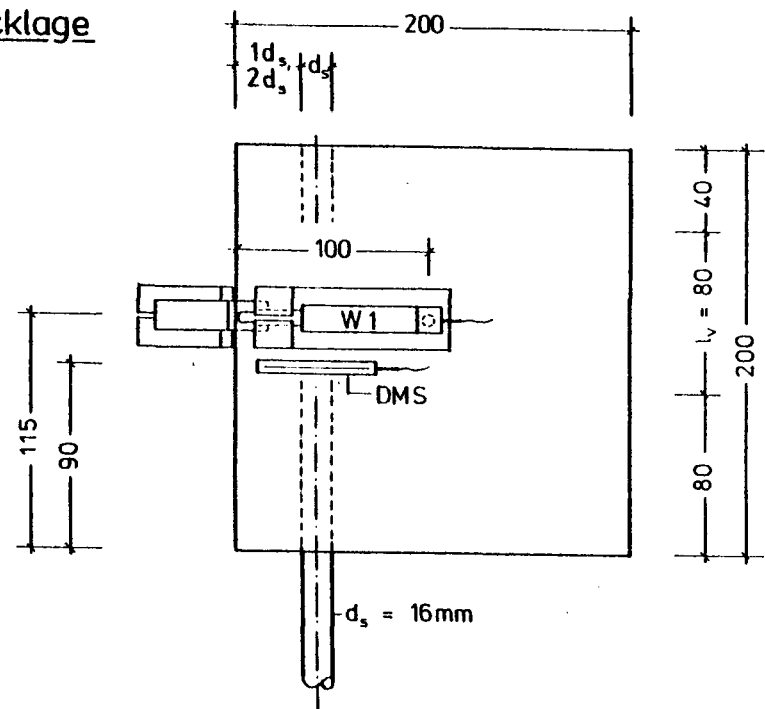
Regel- und Meßeinrichtung
des Versuchsstandes



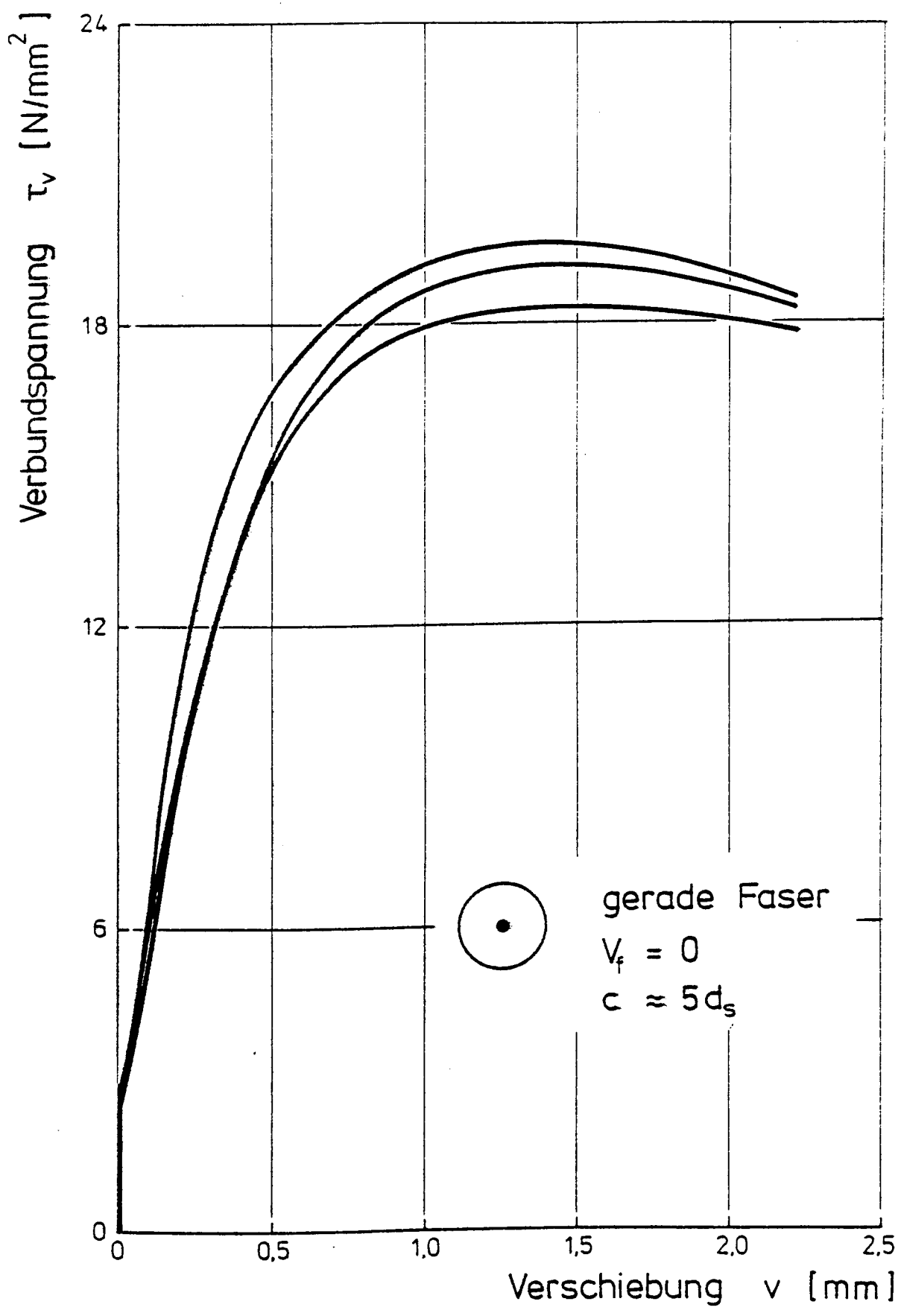
Seitenlage



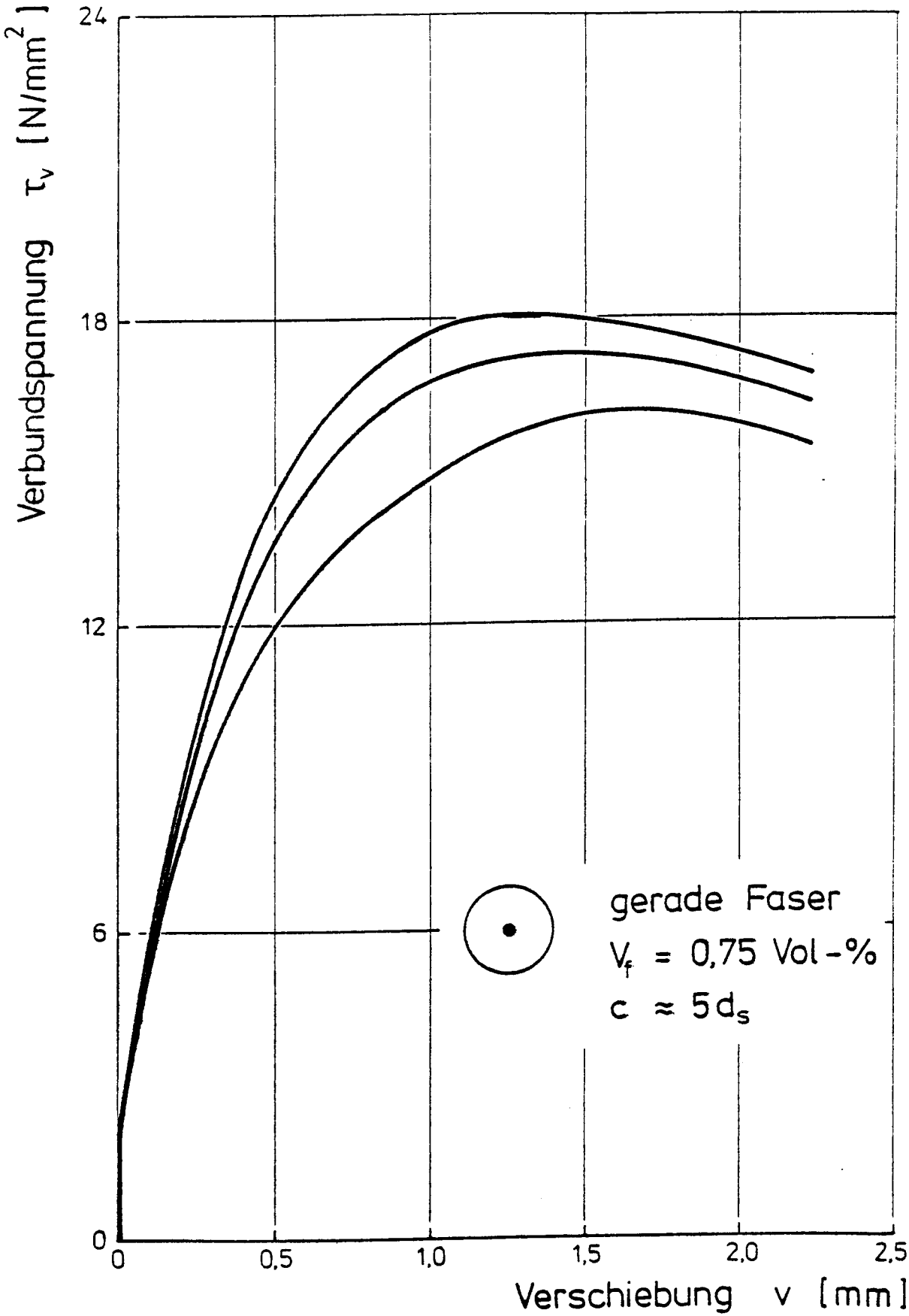
Ecklage



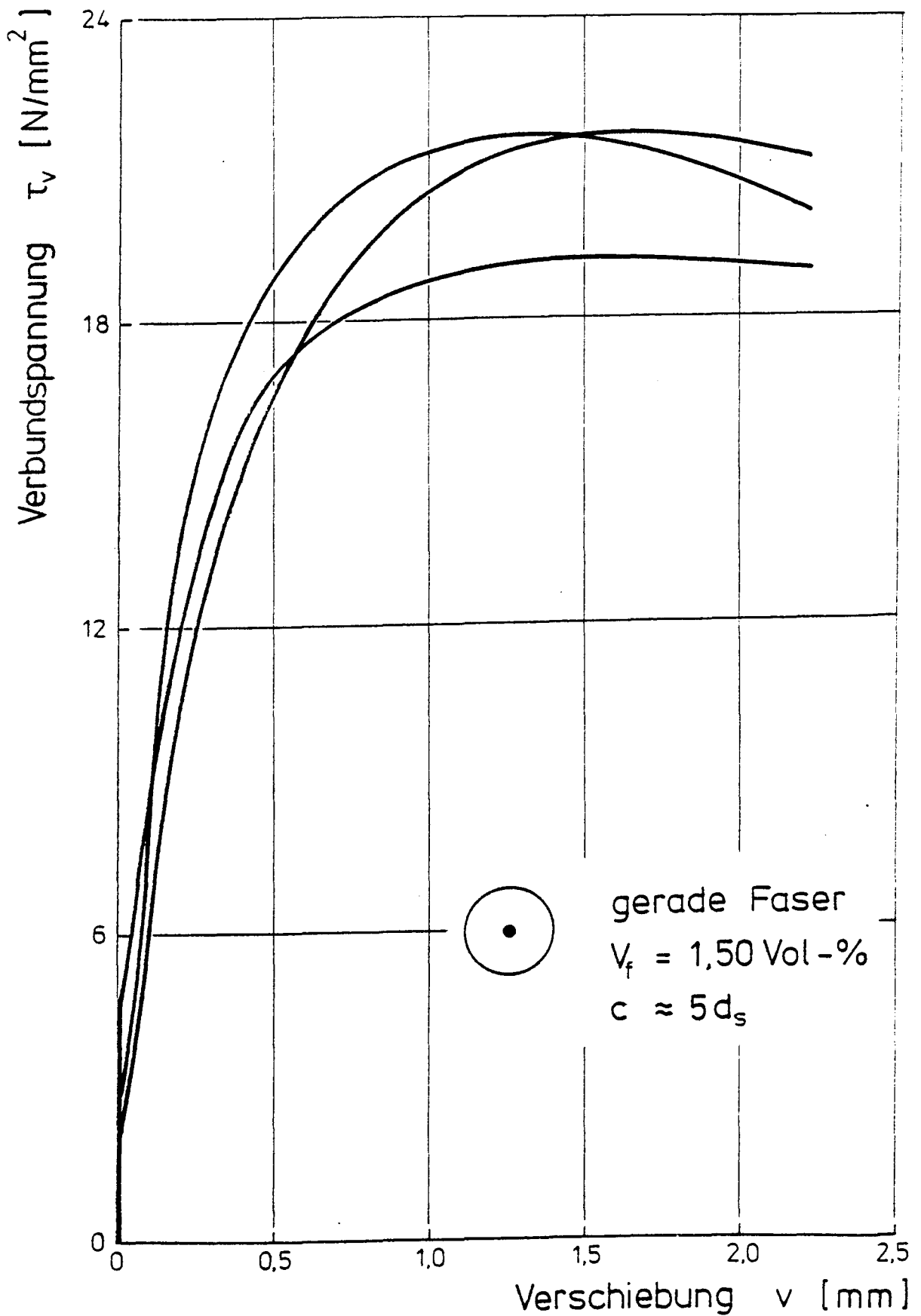
Anordnung der zur Bestimmung der Längsrißbildung verwendeten Weggeber (W) und Dehnungsmeßstreifen (DMS)



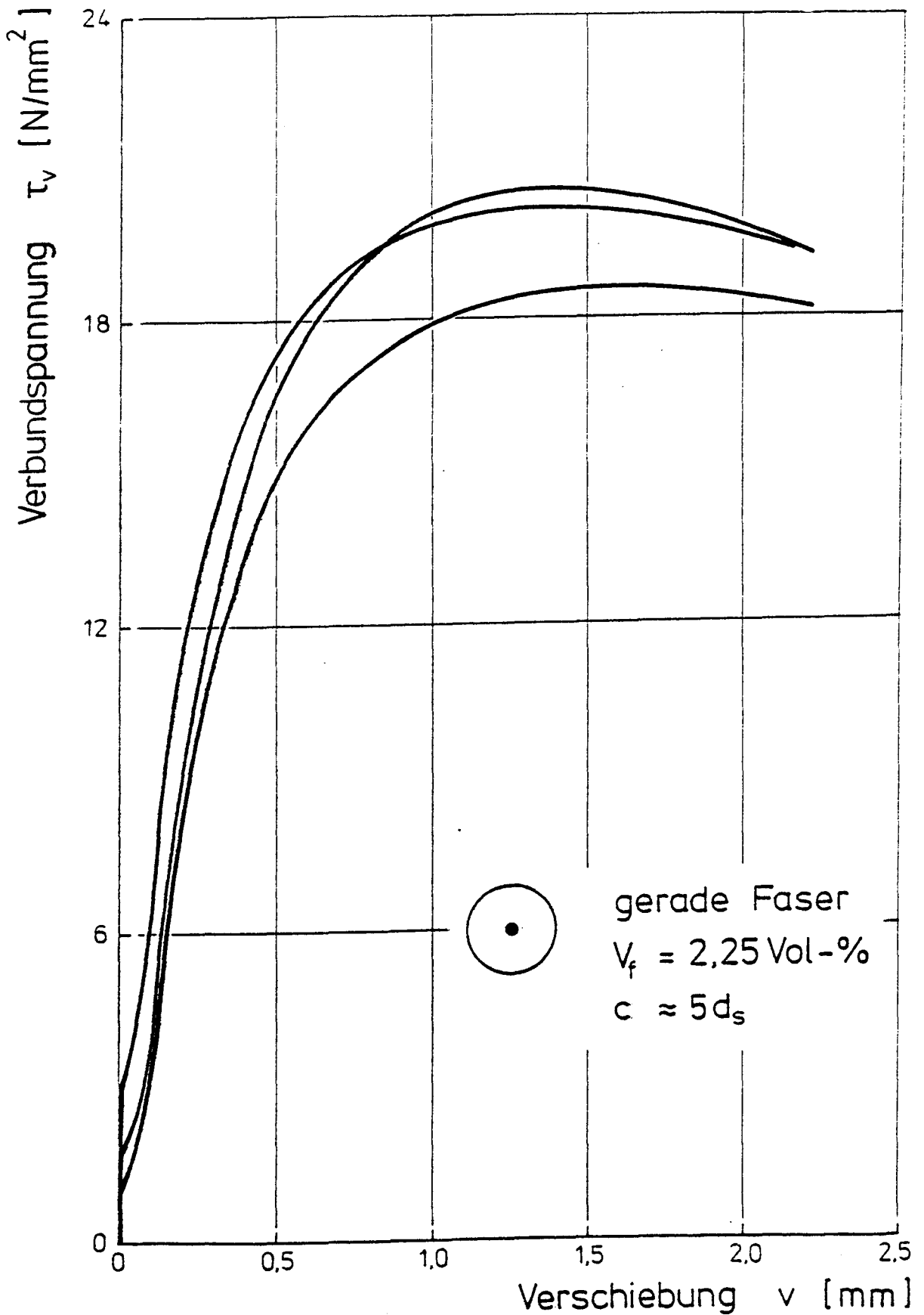
Verbundspannungs - Verschiebungslinien der Serie I,
 $V_f = 0 \%$



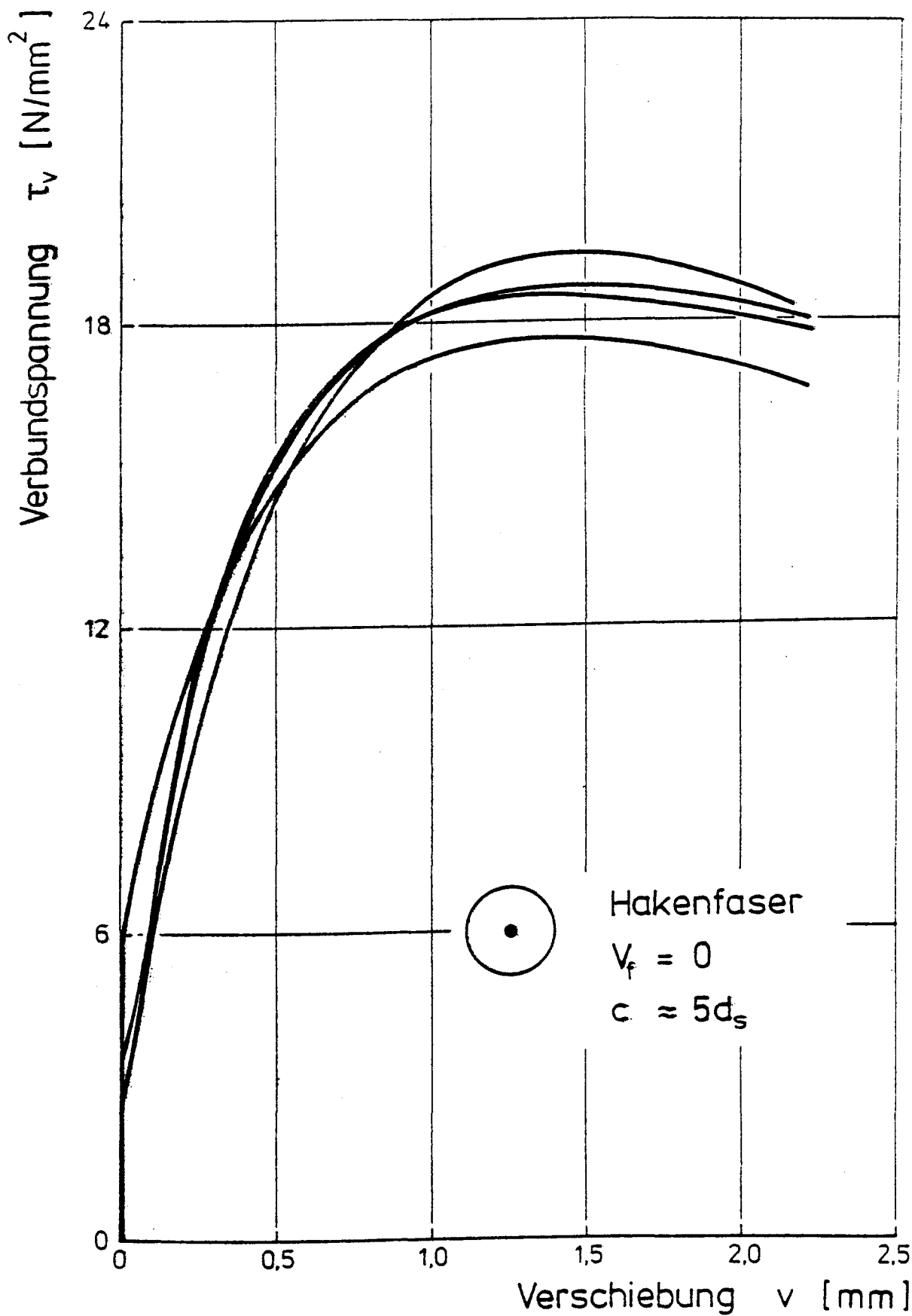
Verbundspannungs - Verschiebungslinien der Serie I,
 $V_f = 0,75 \text{ Vol.}\%$



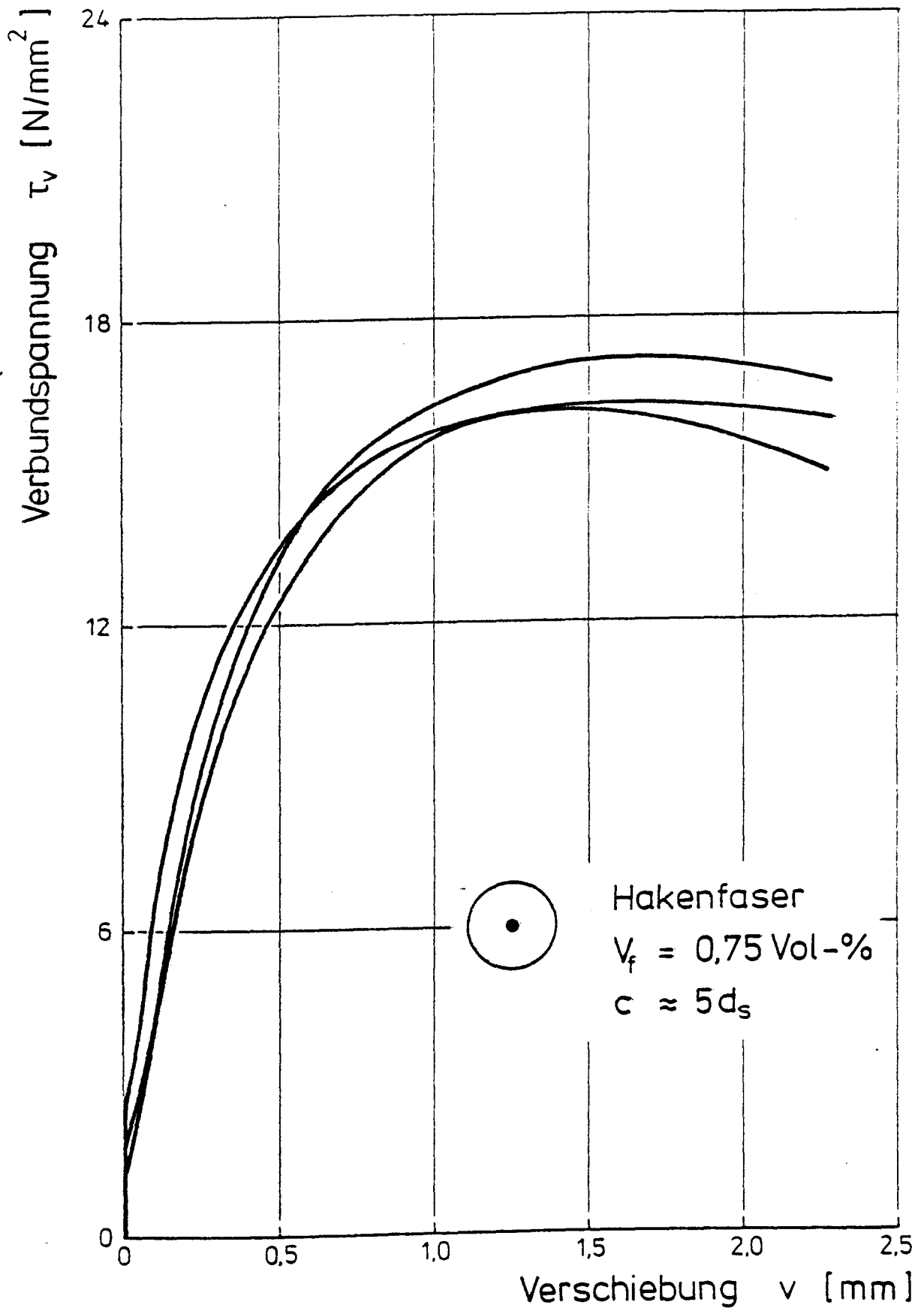
Verbundspannungs - Verschiebungslinien der Serie I,
 $V_f = 1,50 \text{ Vol.-%}$



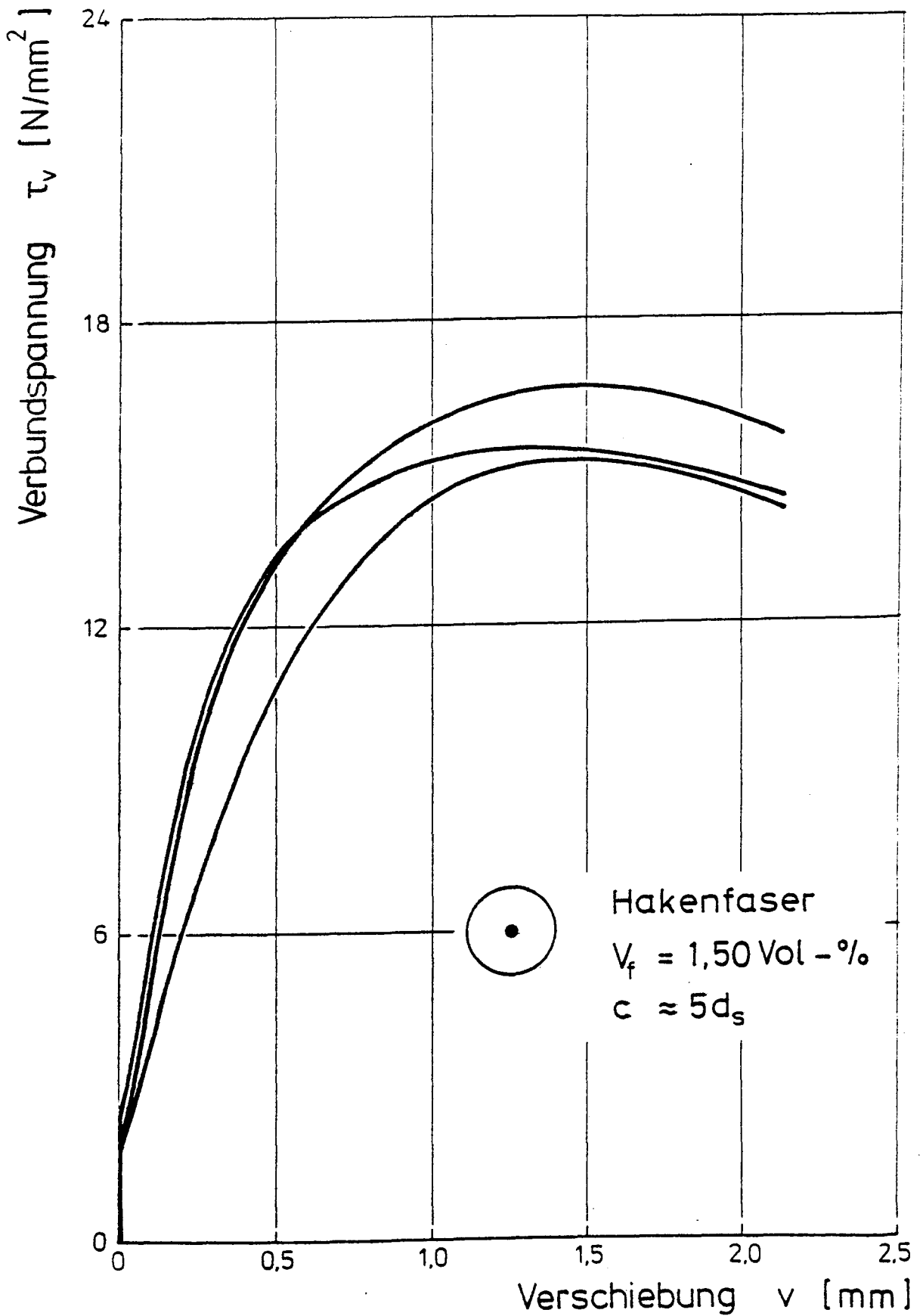
Verbondspannungs - Verschiebungslinien der Serie I,
 $V_f = 2,25 \text{ Vol.-%}$



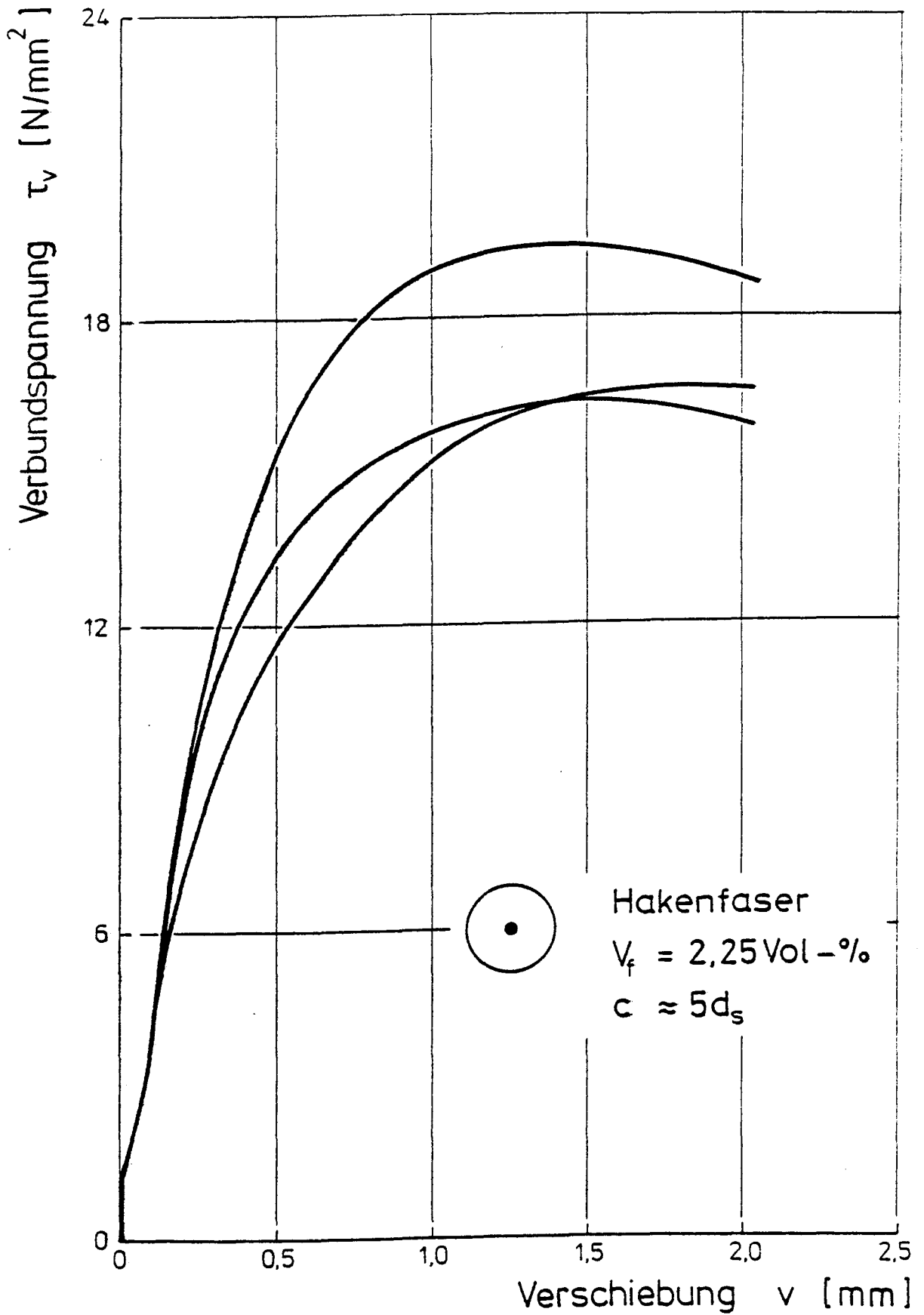
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie II,
 $V_f = 0$



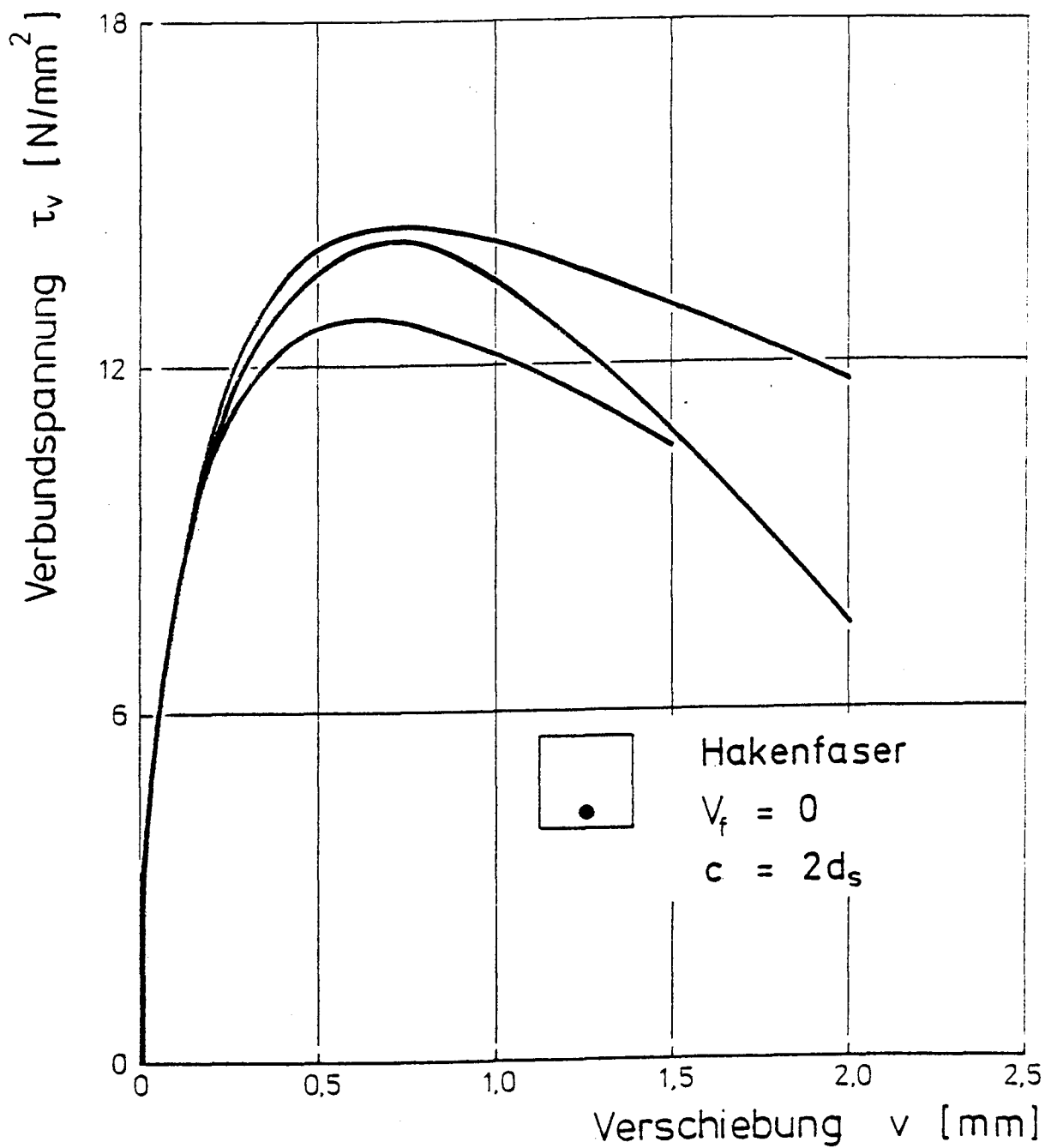
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie II,
 $V_f = 0,75 \text{ Vol.-%}$



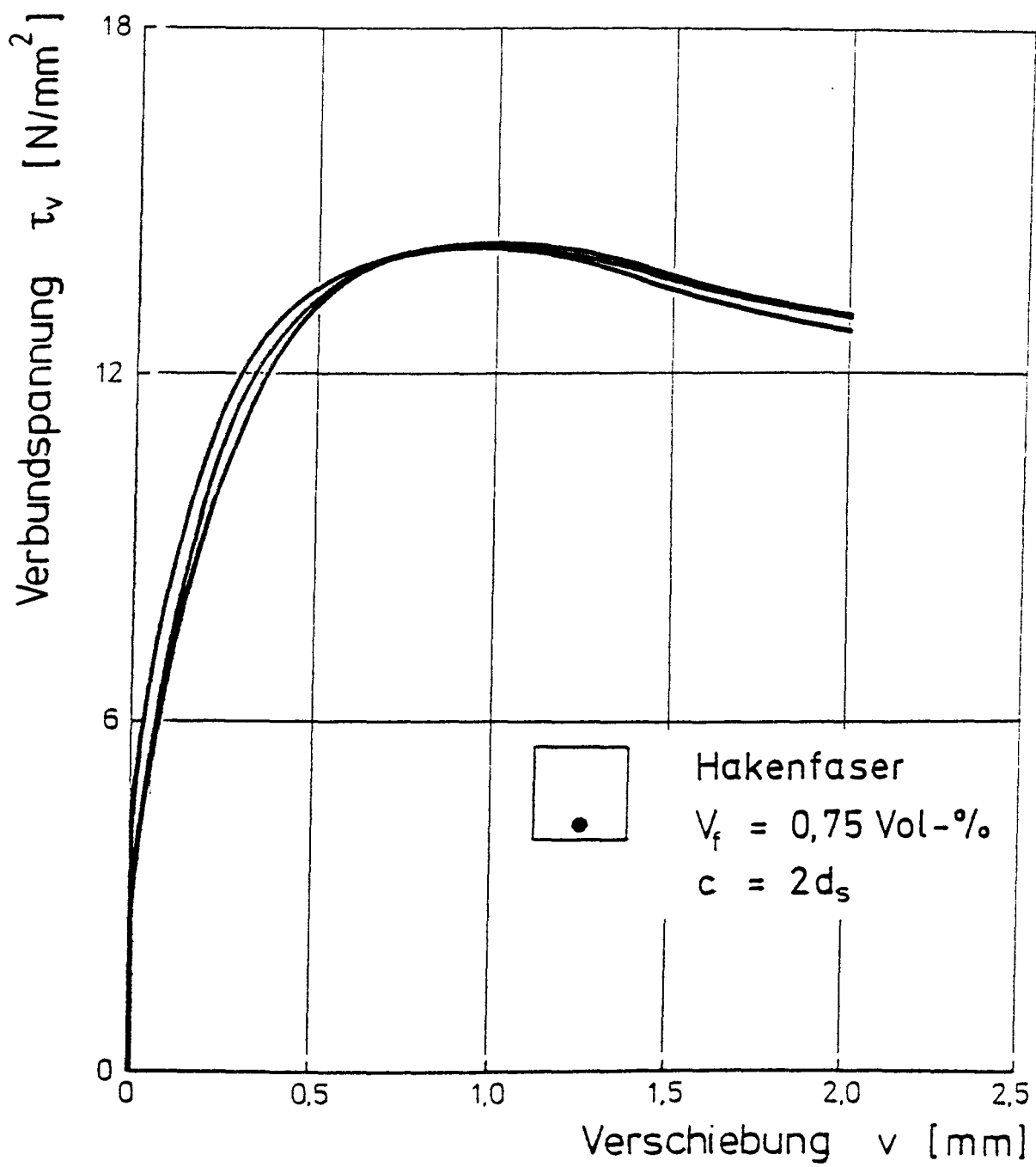
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie II,
 $V_f = 1,50 \text{ Vol.-%}$



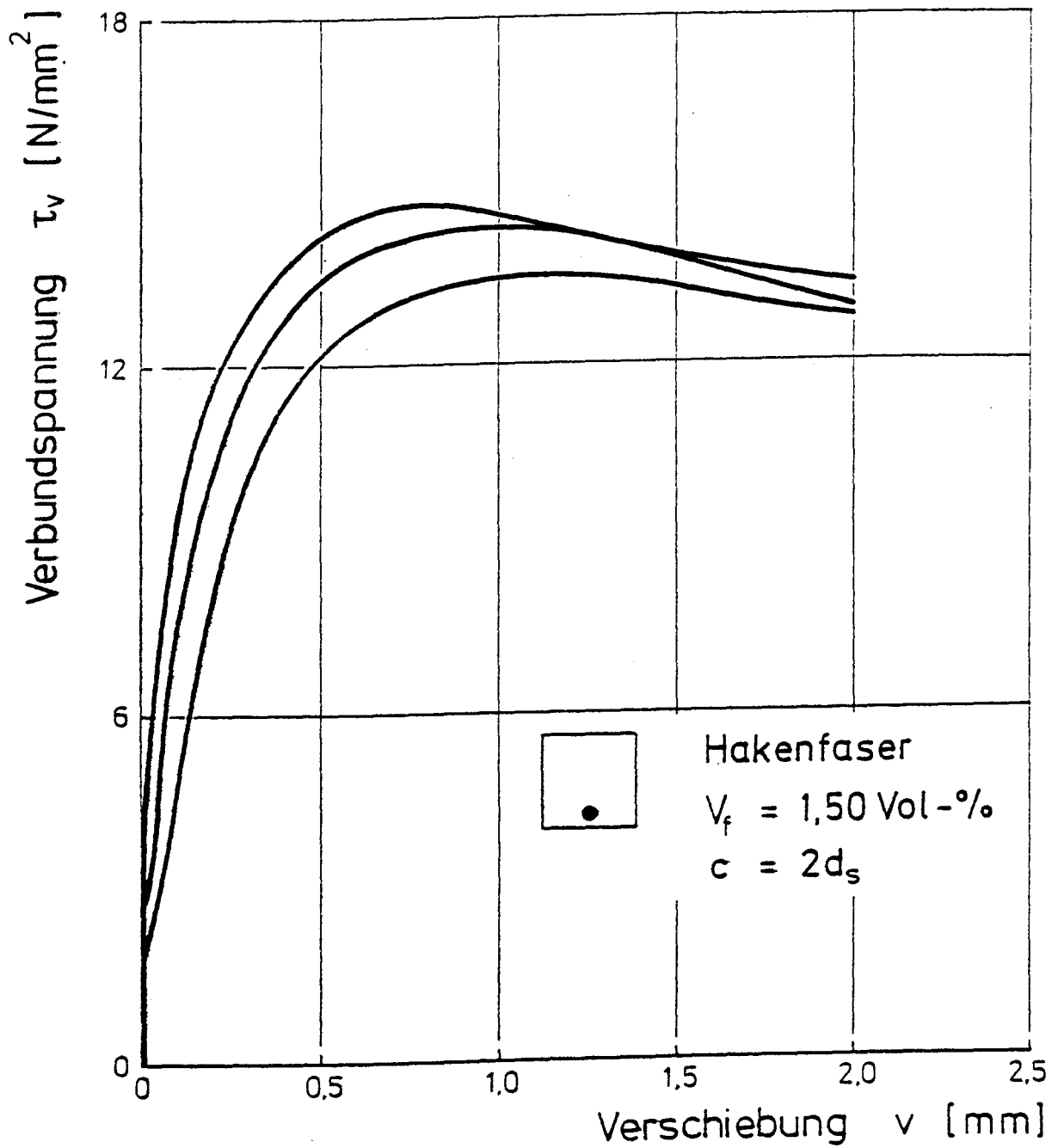
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie II,
 $V_f = 2,25 \text{ Vol.-%}$



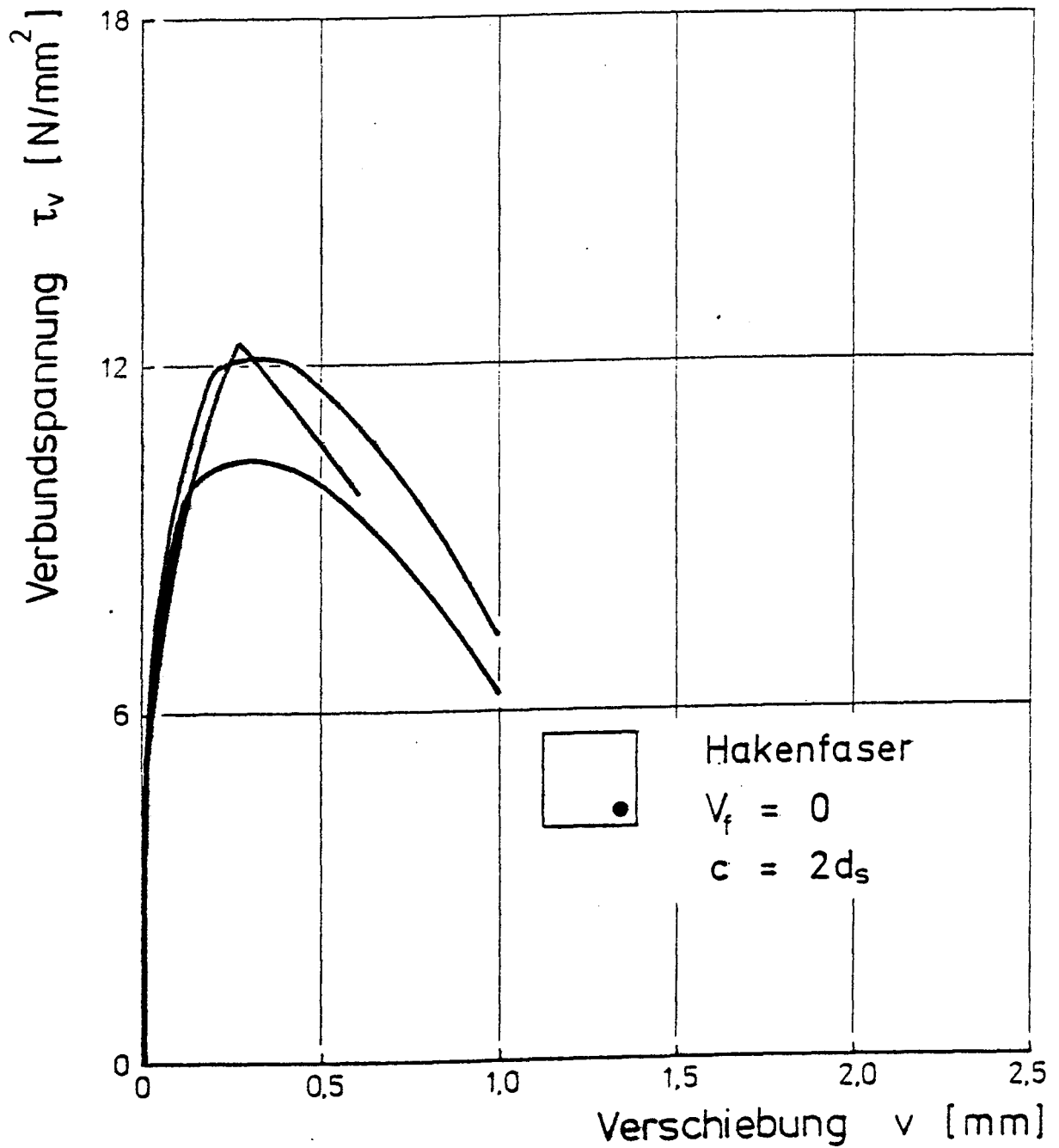
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie IV,
Seitenlage, $V_f = 0$



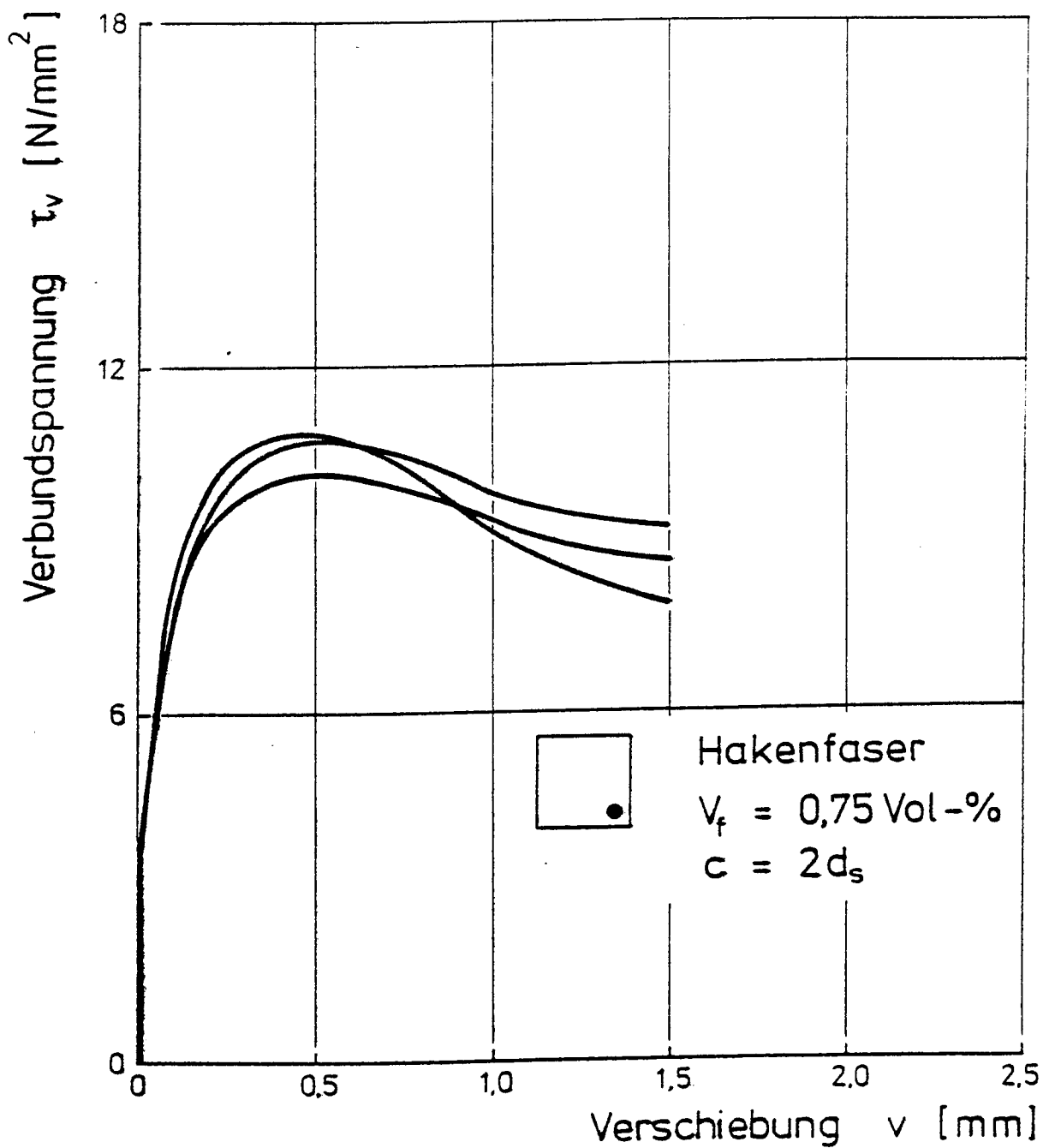
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie IV, Seitenlage, $V_f = 0,75 \text{ Vol.-%}$



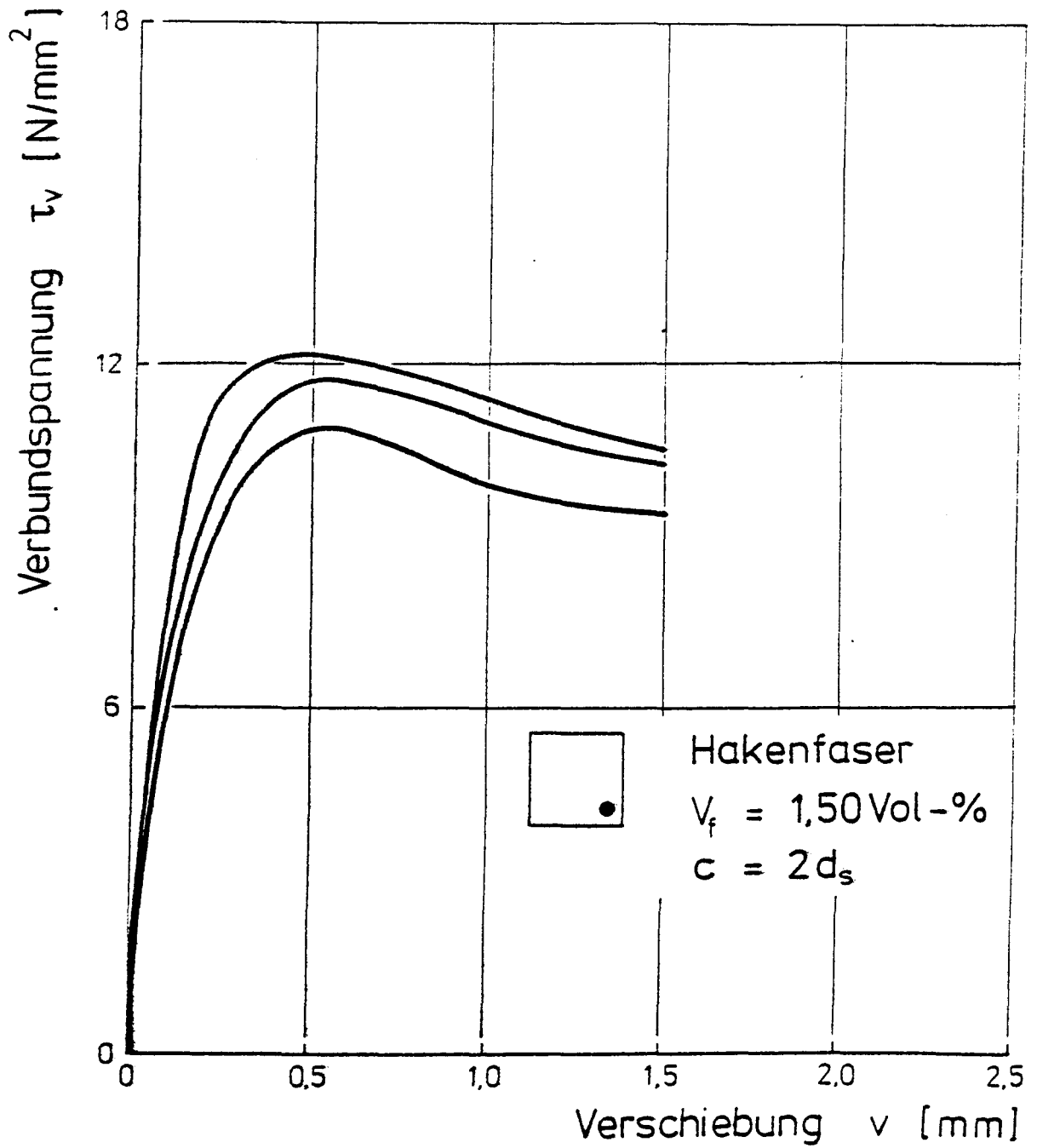
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie IV,
Seitenlage, $V_f = 1,50 \text{ Vol.-%}$



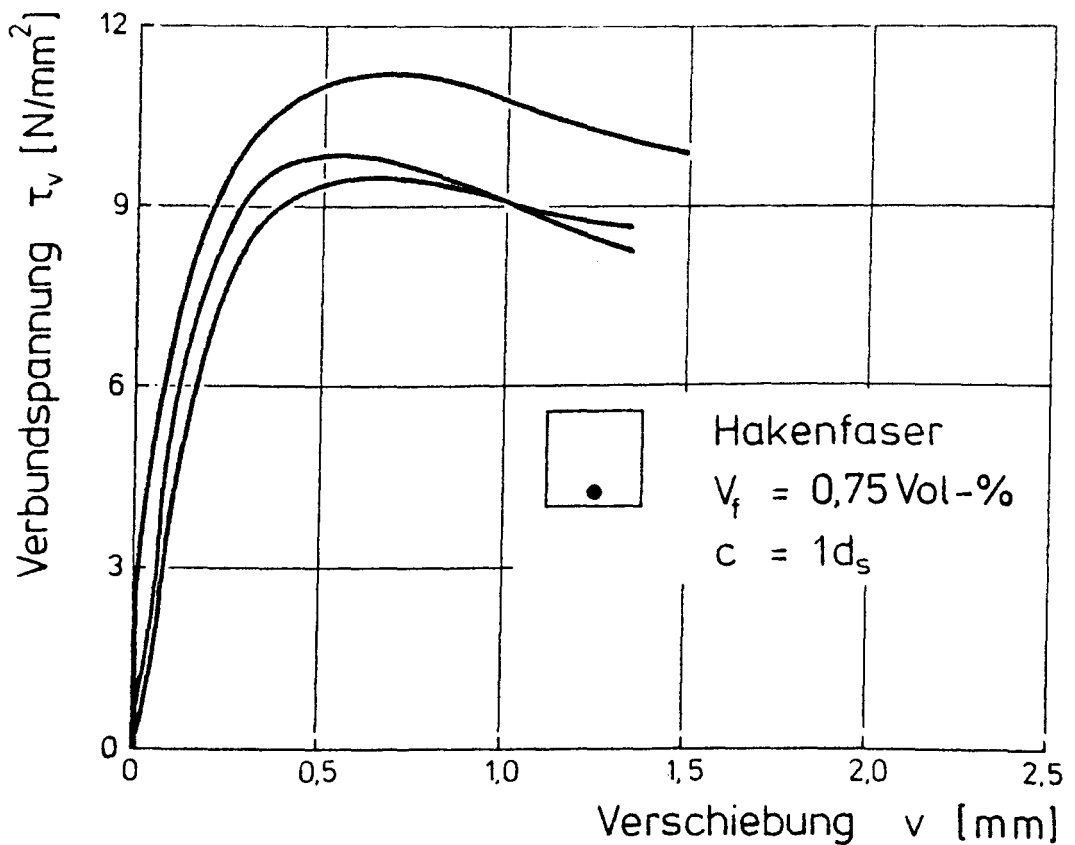
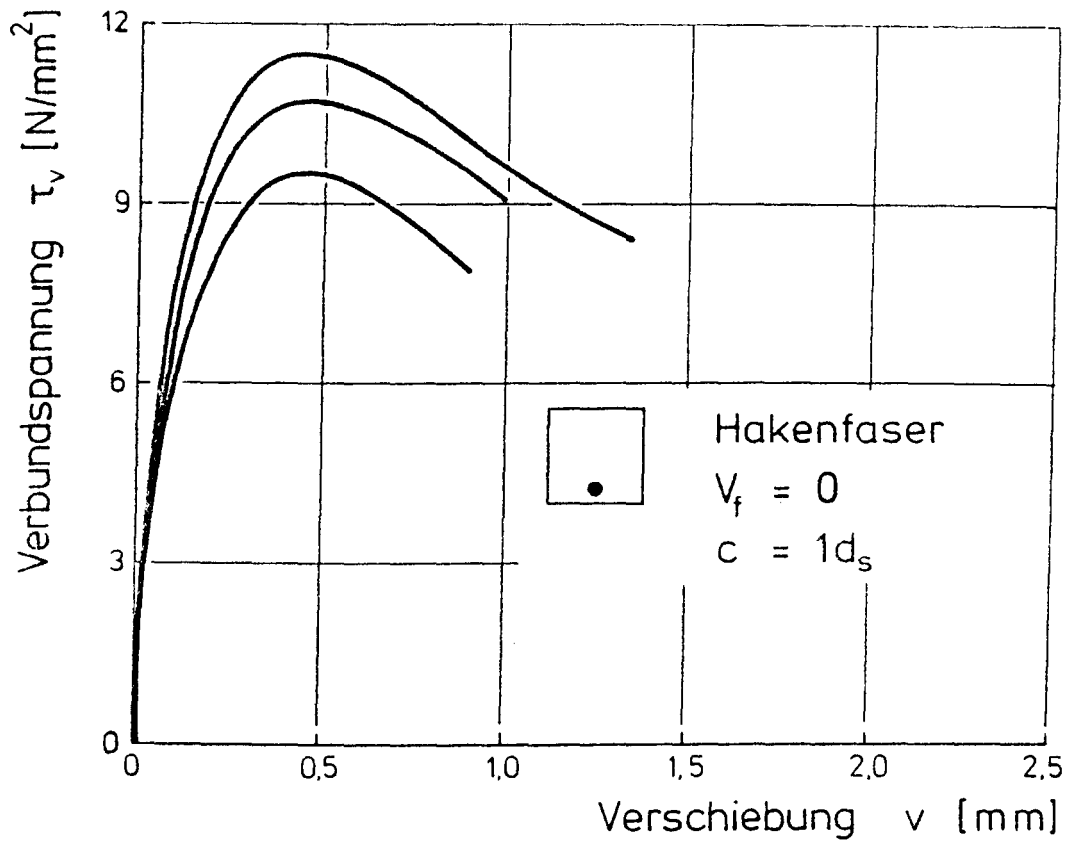
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie IV,
Ecklage, $V_f = 0$



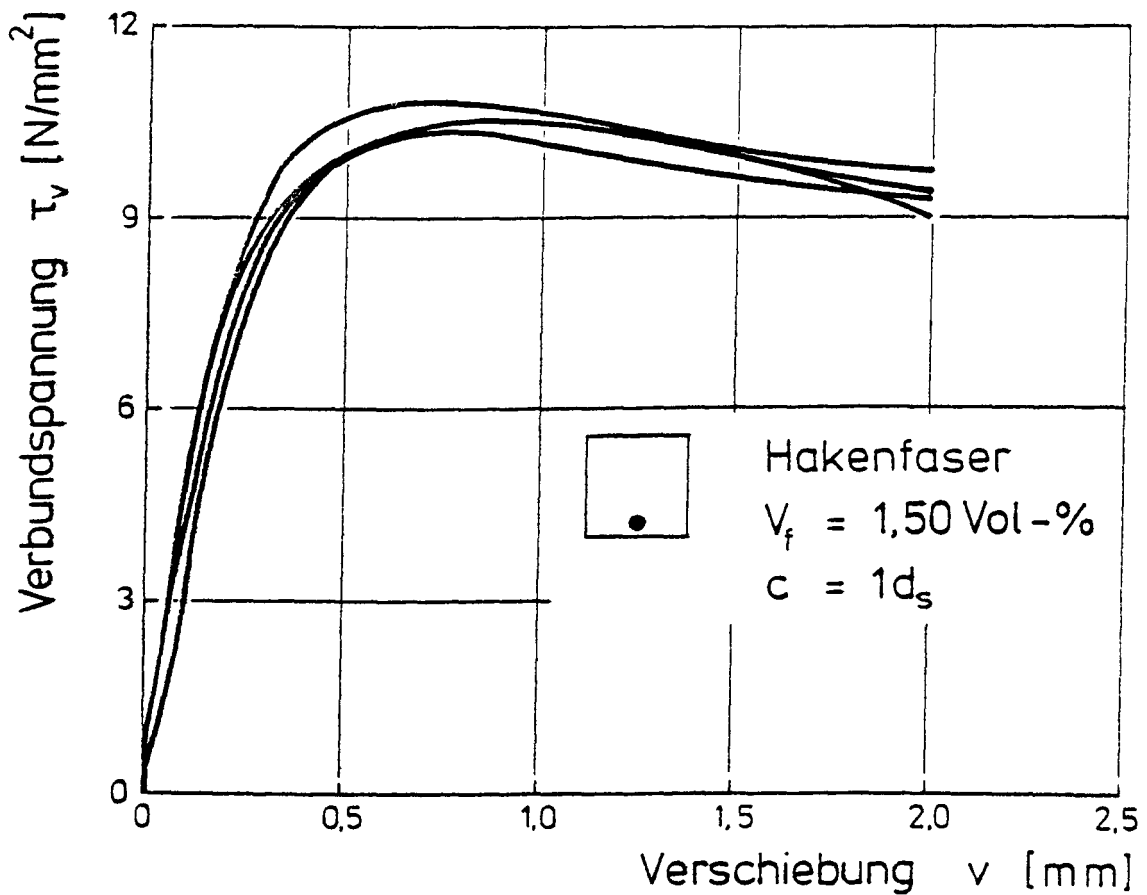
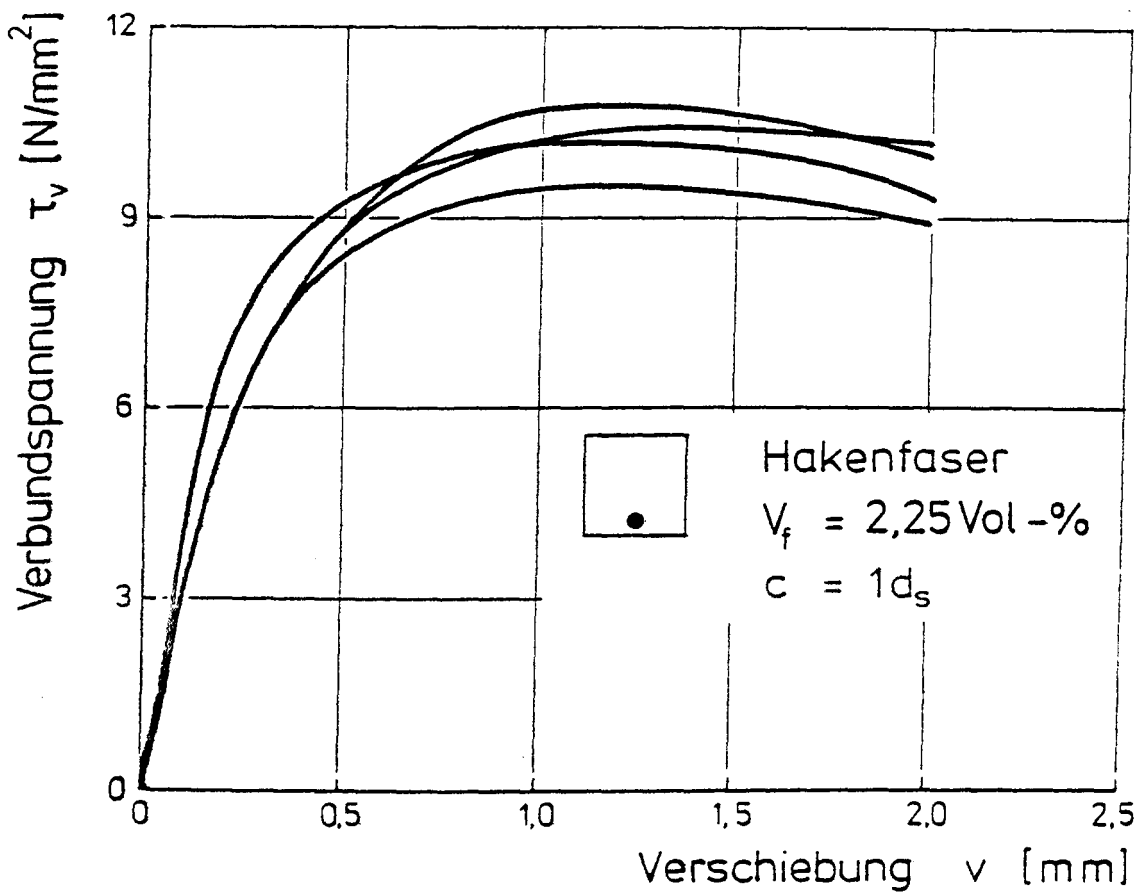
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie IV,
Ecklage, $V_f = 0,75 \text{ Vol.-%}$



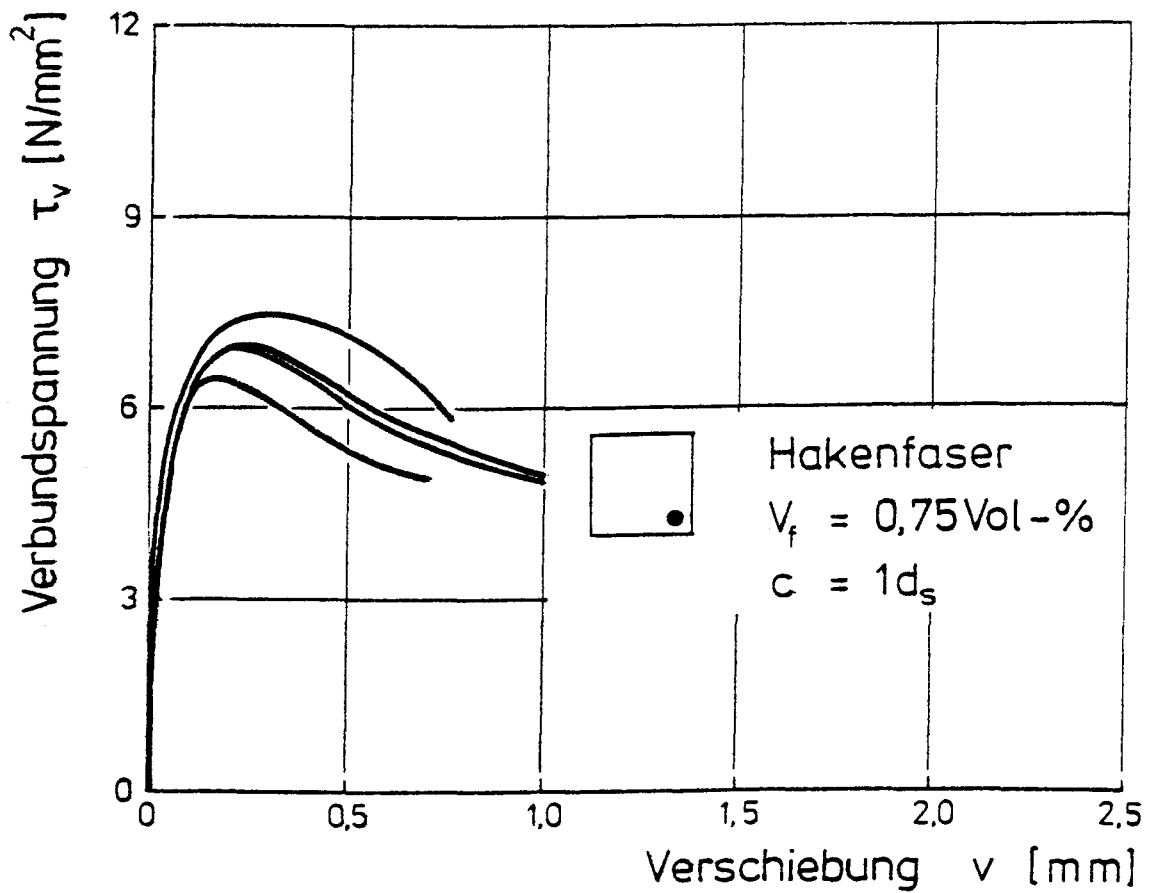
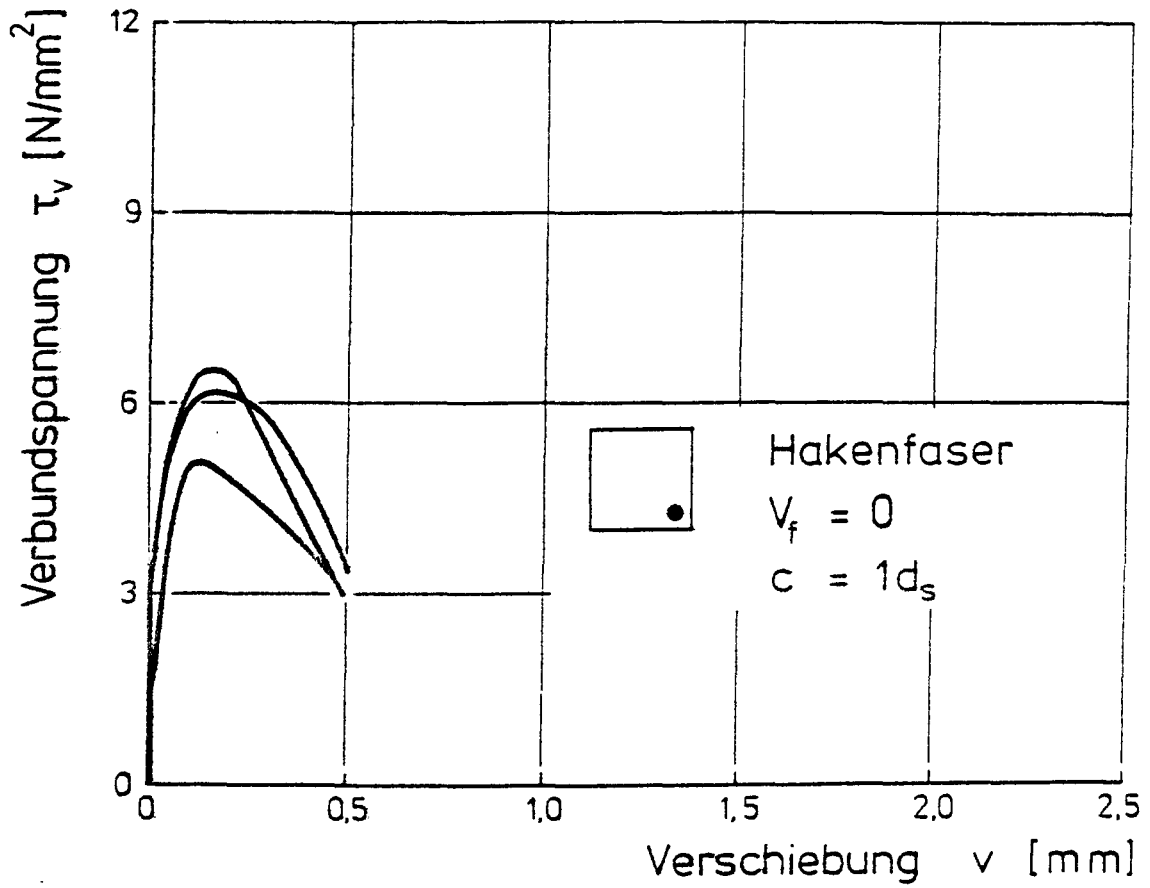
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie IV,
Ecklage, $V_f = 1,50 \text{ Vol.-%}$



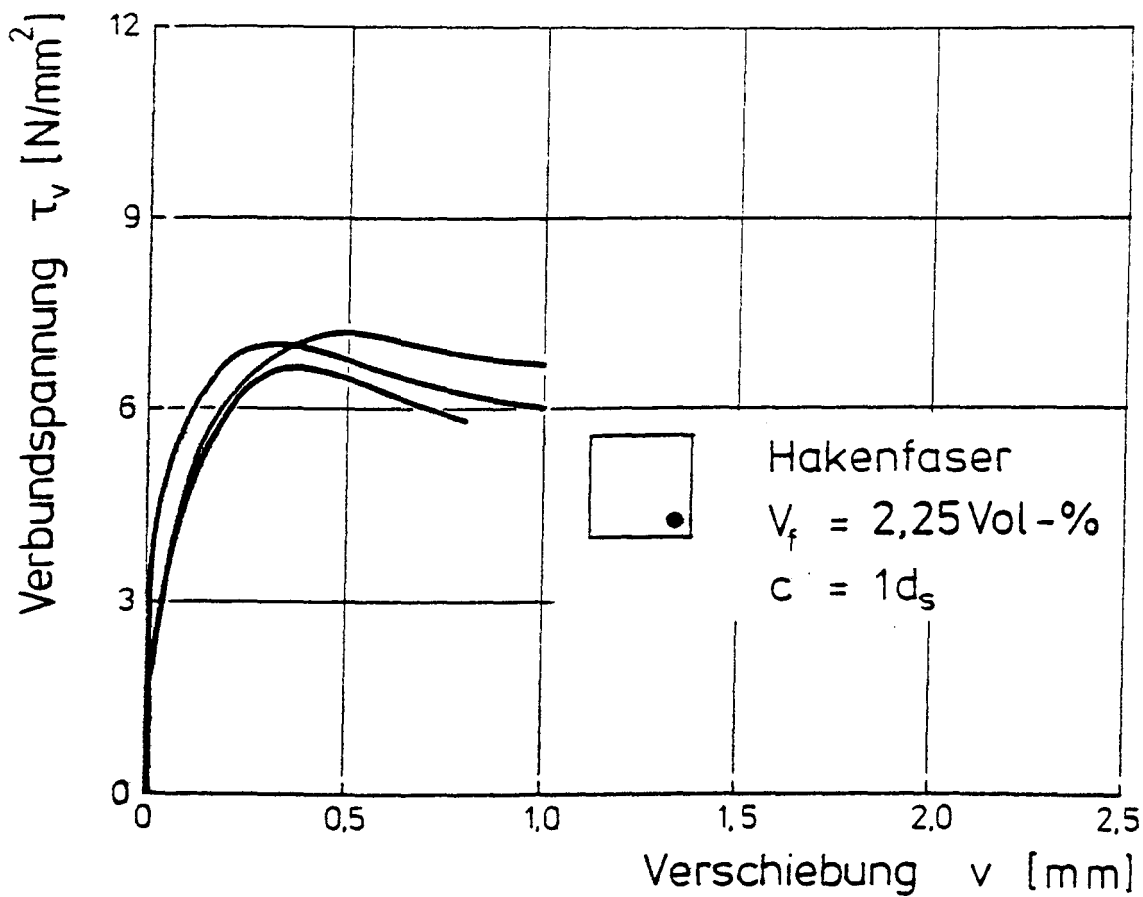
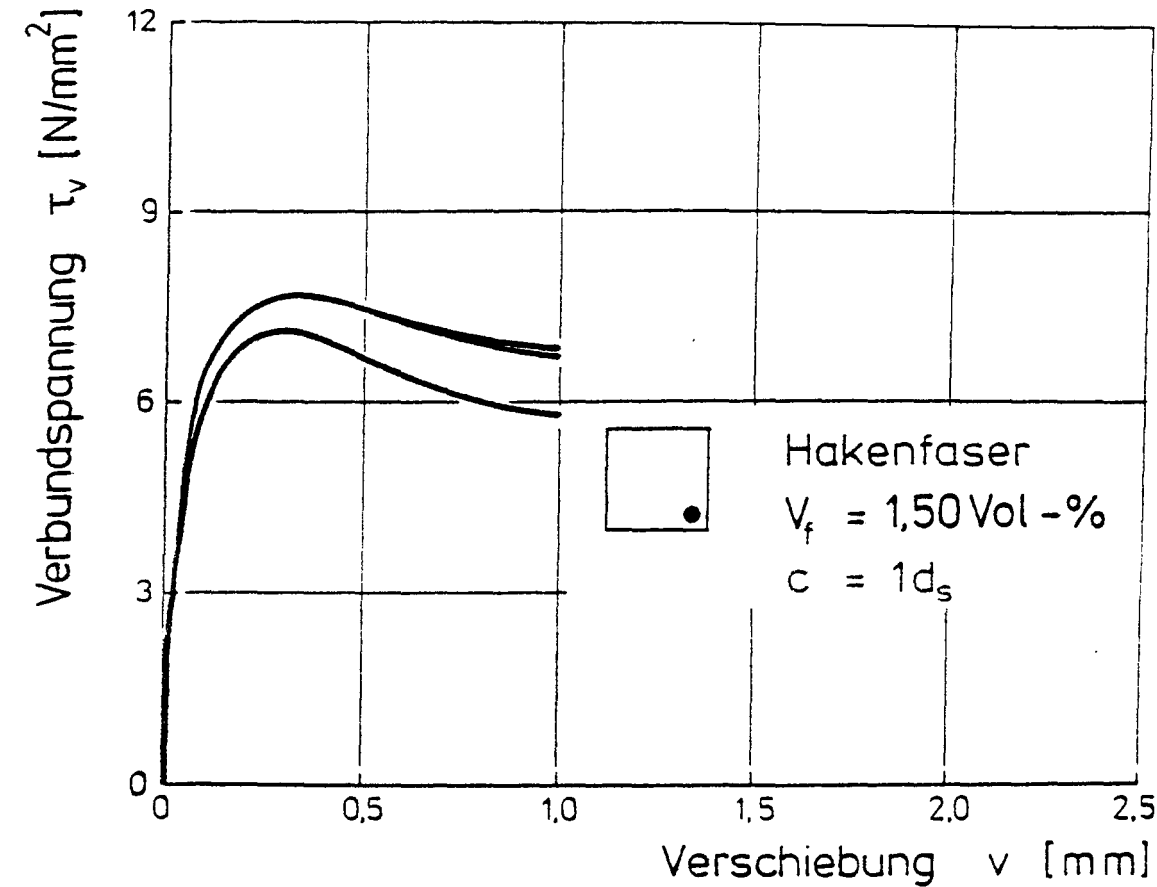
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie III,
Seitenlage, $V_f = 0$ und $V_f = 0,75 \text{ Vol.-%}$





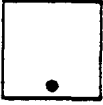
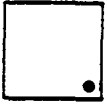
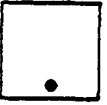
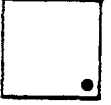
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie III,
 Seitenlage, $V_f = 1,50 \text{ Vol.-%}$ und $V_f = 2,25 \text{ Vol.-%}$



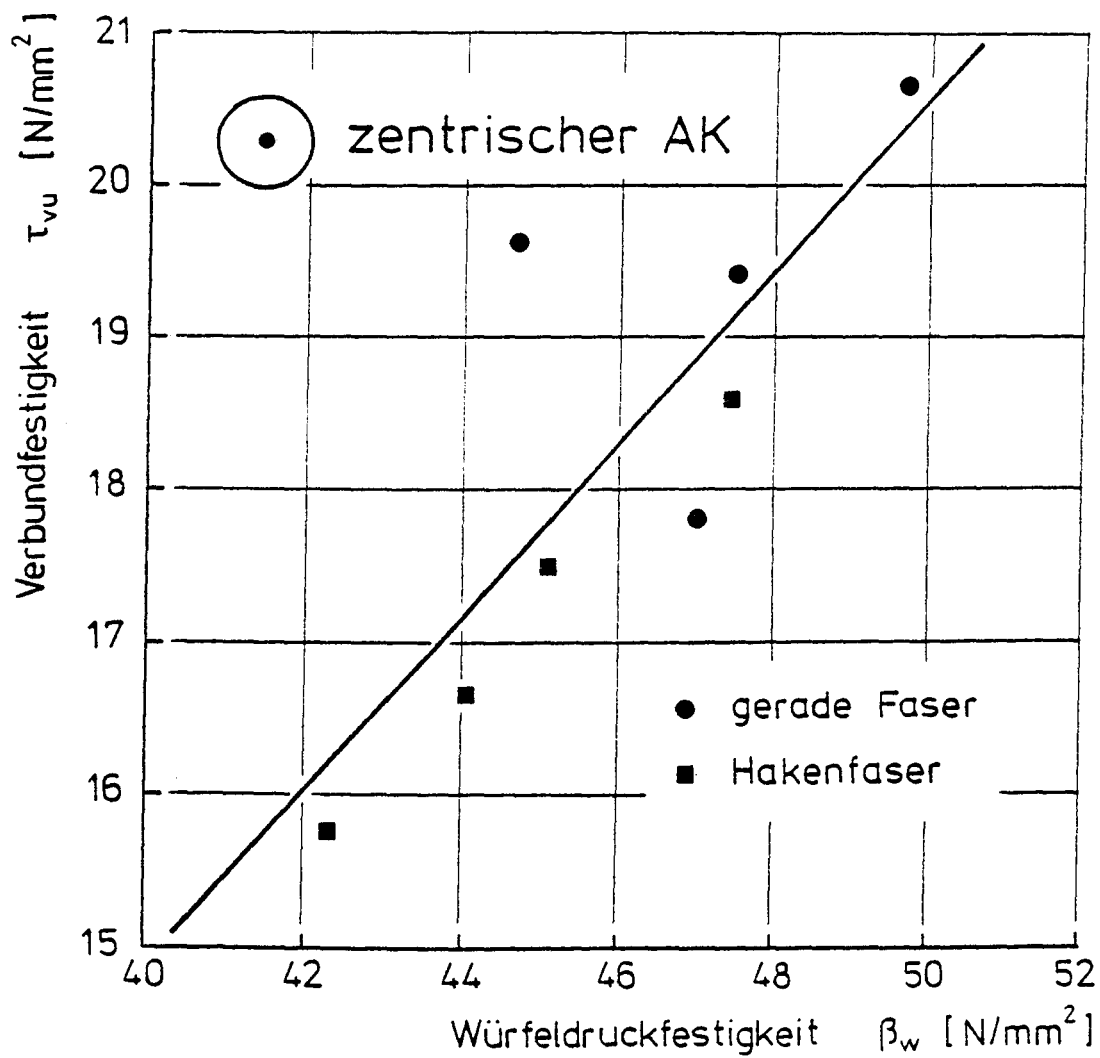
Verbundspannungs-Verschiebungslinien der Serie III,
 Ecklage, $V_f = 0$ und $V_f = 0,75 \text{ Vol.-%}$



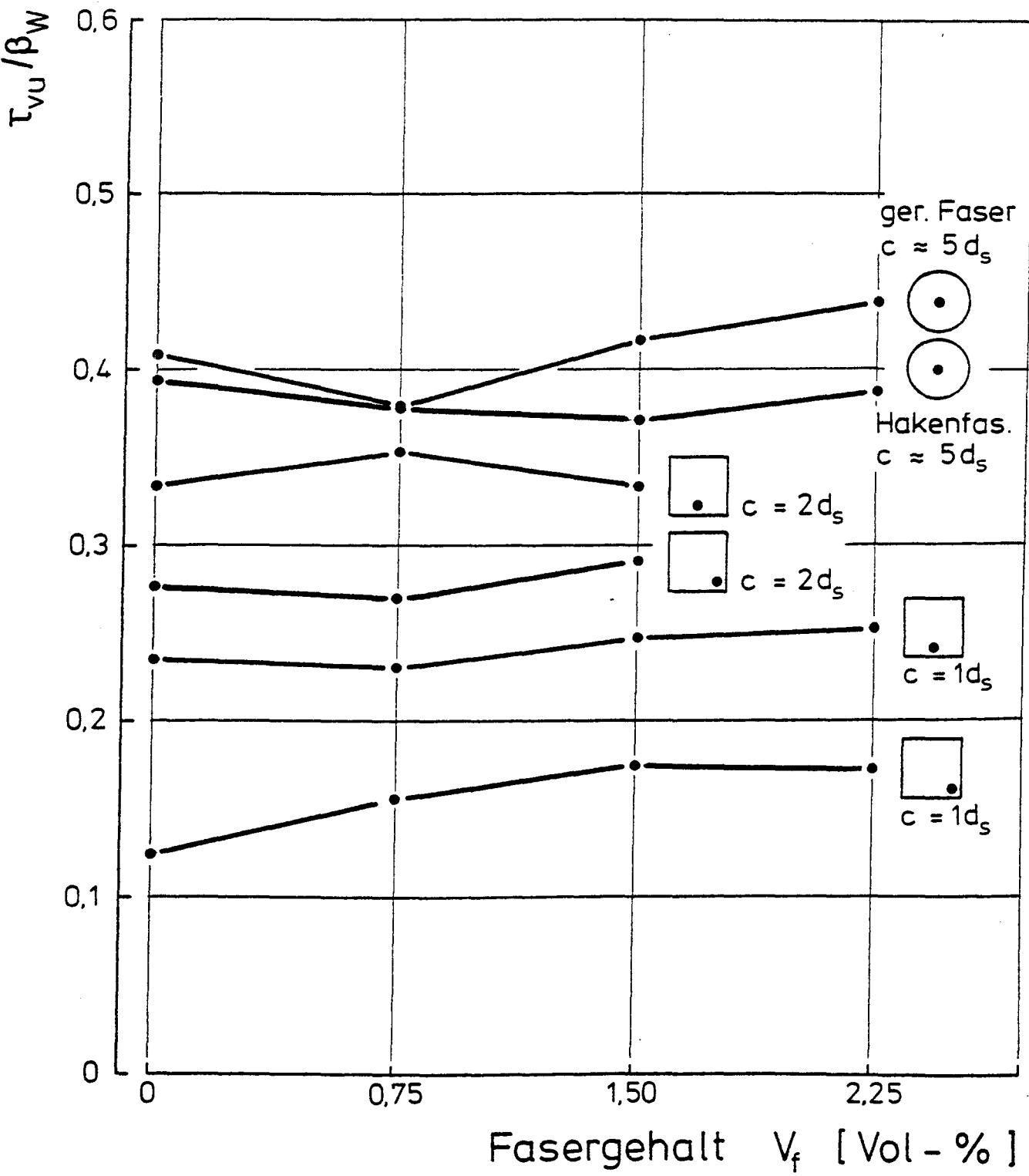
Verbondspannungs-Verschiebungslinien der Serie III, Ecklage, $V_f = 1,50 \text{ Vol.-%}$ und $V_f = 2,25 \text{ Vol.-%}$

AK - Serie		Verbundbruchspannung τ_{vu} in N/mm ² (Bruchverschiebung v_u in mm)			
		V_f in Vol.-%			
		0	0,75	1,50	2,25
I	gerade Faser zentr. AK 	19,40 (1,26)	17,79 (1,48)	20,67 (1,36)	19,62 (1,51)
II	Hakenfaser zentr. AK 	18,61 (1,41)	16,64 (1,41)	15,74 (1,31)	17,48 (1,47)
III	$c = 1 d_s$ 	10,55 (0,42)	10,15 (0,60)	10,53 (0,79)	10,20 (1,09)
	Hakenfaser 	5,90 (0,15)	6,94 (0,21)	7,40 (0,29)	6,96 (0,35)
IV	$c = 2 d_s$ 	13,73 (0,77)	14,14 (0,90)	14,30 (0,85)	%
	Hakenfaser 	11,40 (0,41)	10,75 (0,43)	12,55 (0,55)	%

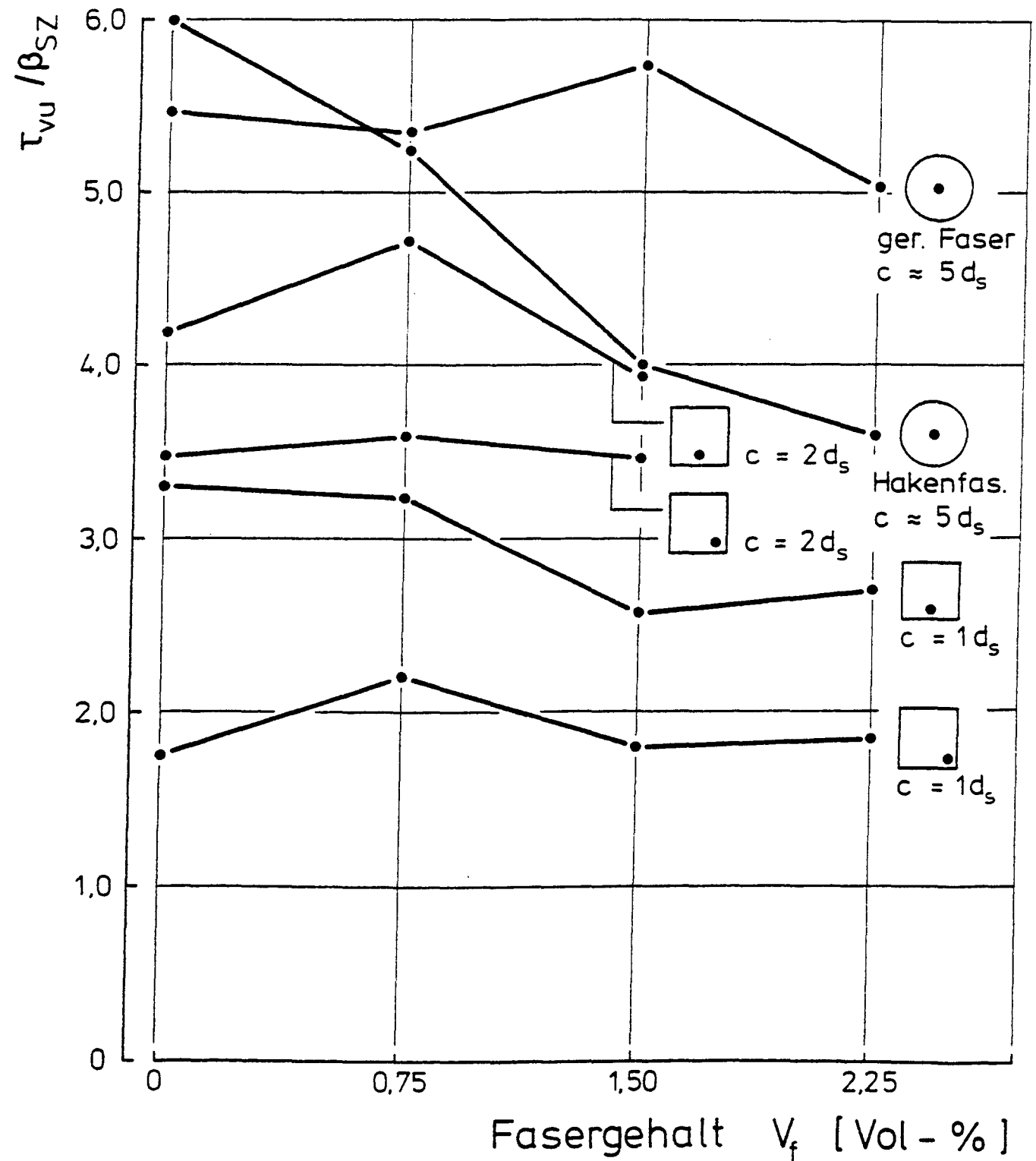
Mittlere Verbundfestigkeiten τ_{vu} und mittlere Bruchverschiebungen v_u



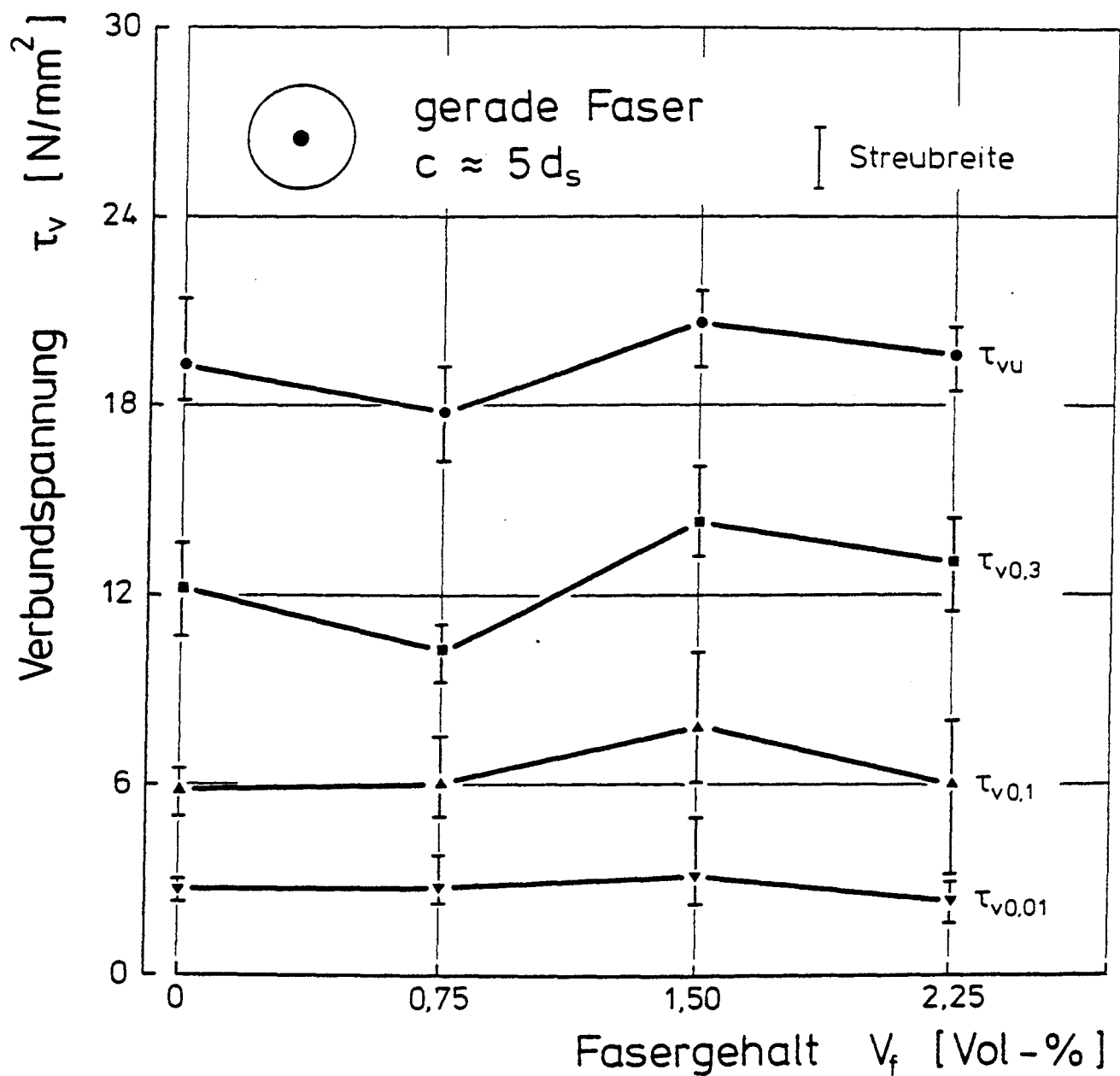
Zusammenhang von Würfeldruckfestigkeit β_w und Verbundfestigkeit τ_{vu}



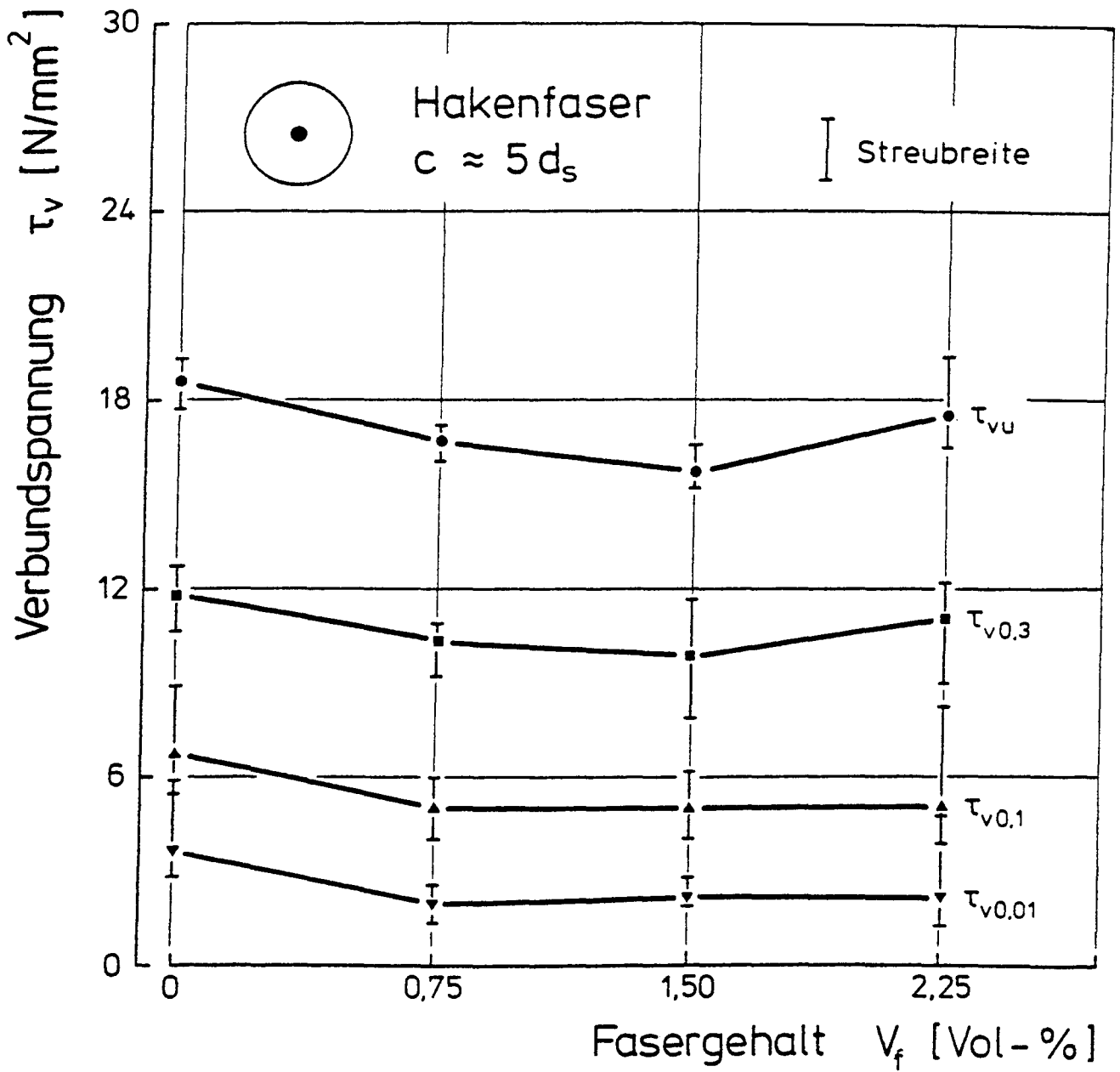
Auf die Würfeldruckfestigkeit bezogene Verbundfestigkeit τ_{vu}/β_W in Abhängigkeit vom Fasergehalt V_f für unterschiedliche Betondeckungen c



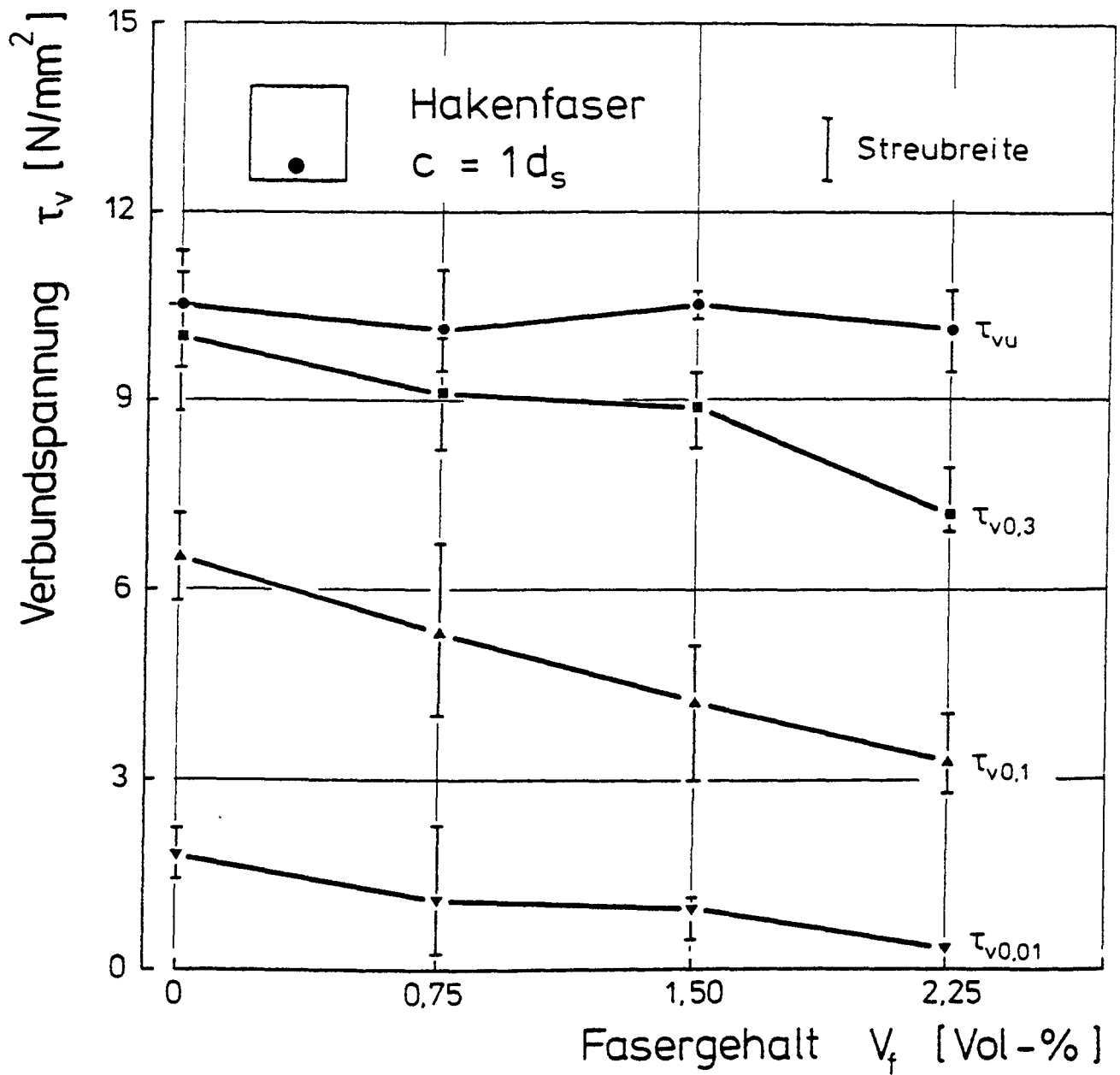
Auf die Spaltzugfestigkeit bezogene Verbundfestigkeit τ_{vu}/β_{SZ} in Abhängigkeit vom Fasergehalt V_f für unterschiedliche Betondeckungen c



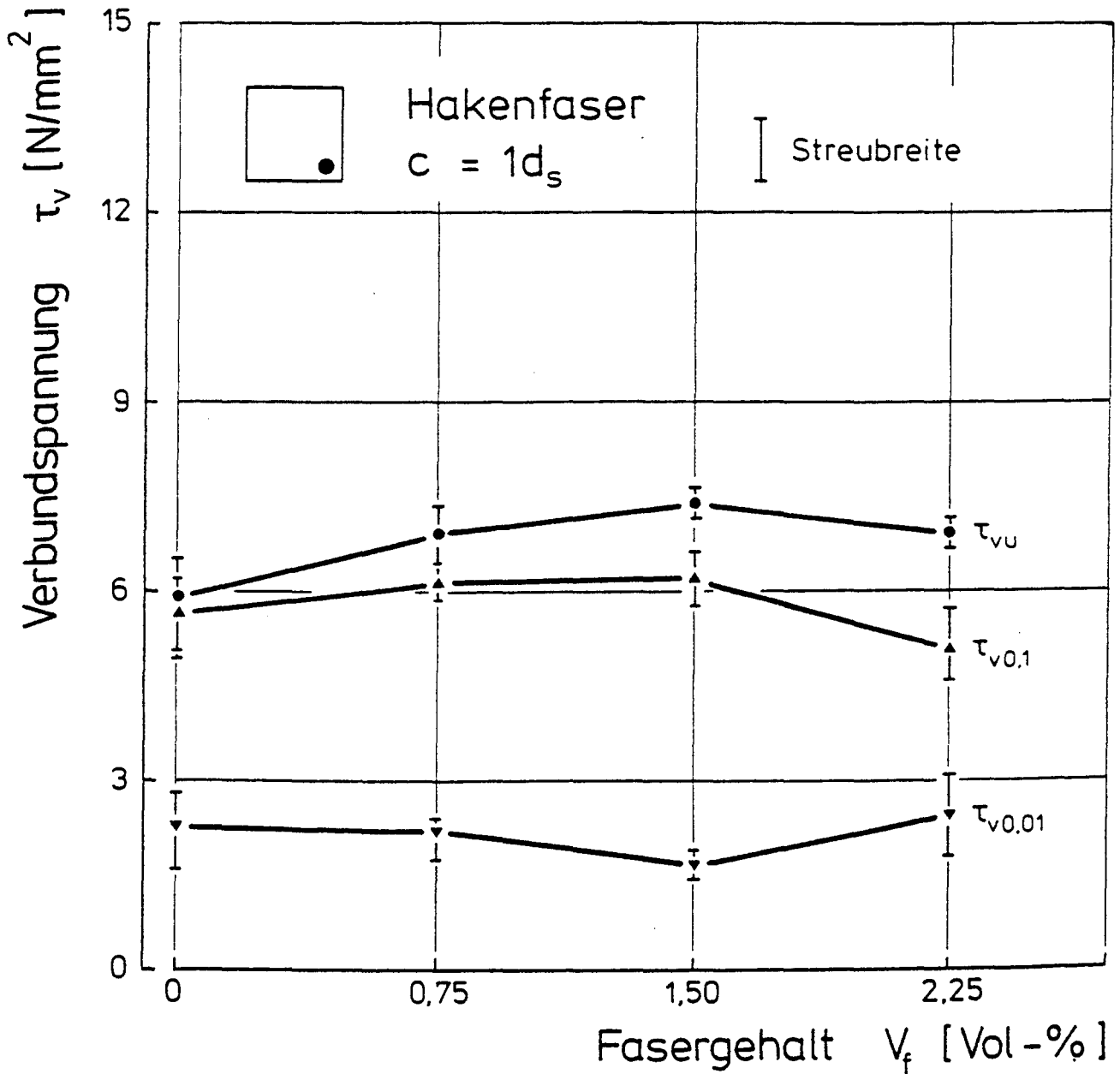
Mittlere Verbundspannungen bei Verschiebungen $v = 0,01$; $0,1$; $0,3$ mm sowie bei der Bruchverschiebung v_u in Abhängigkeit vom Fasergehalt, Serie I



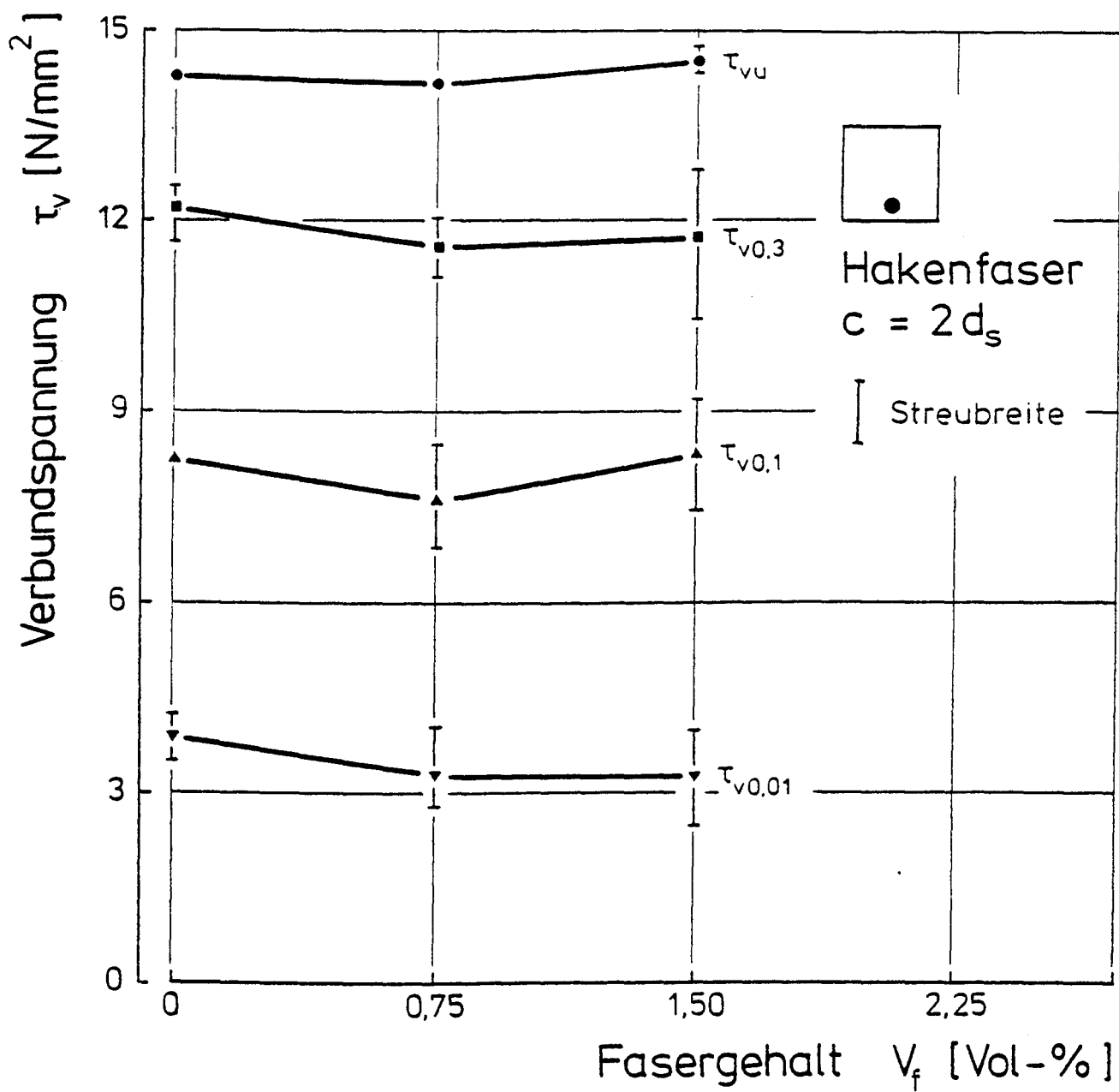
Mittlere Verbundspannungen bei Verschiebungen $v = 0,01$; $0,1$; $0,3$ mm sowie bei der Bruchverschiebung v_u in Abhängigkeit vom Fasergehalt, Serie II



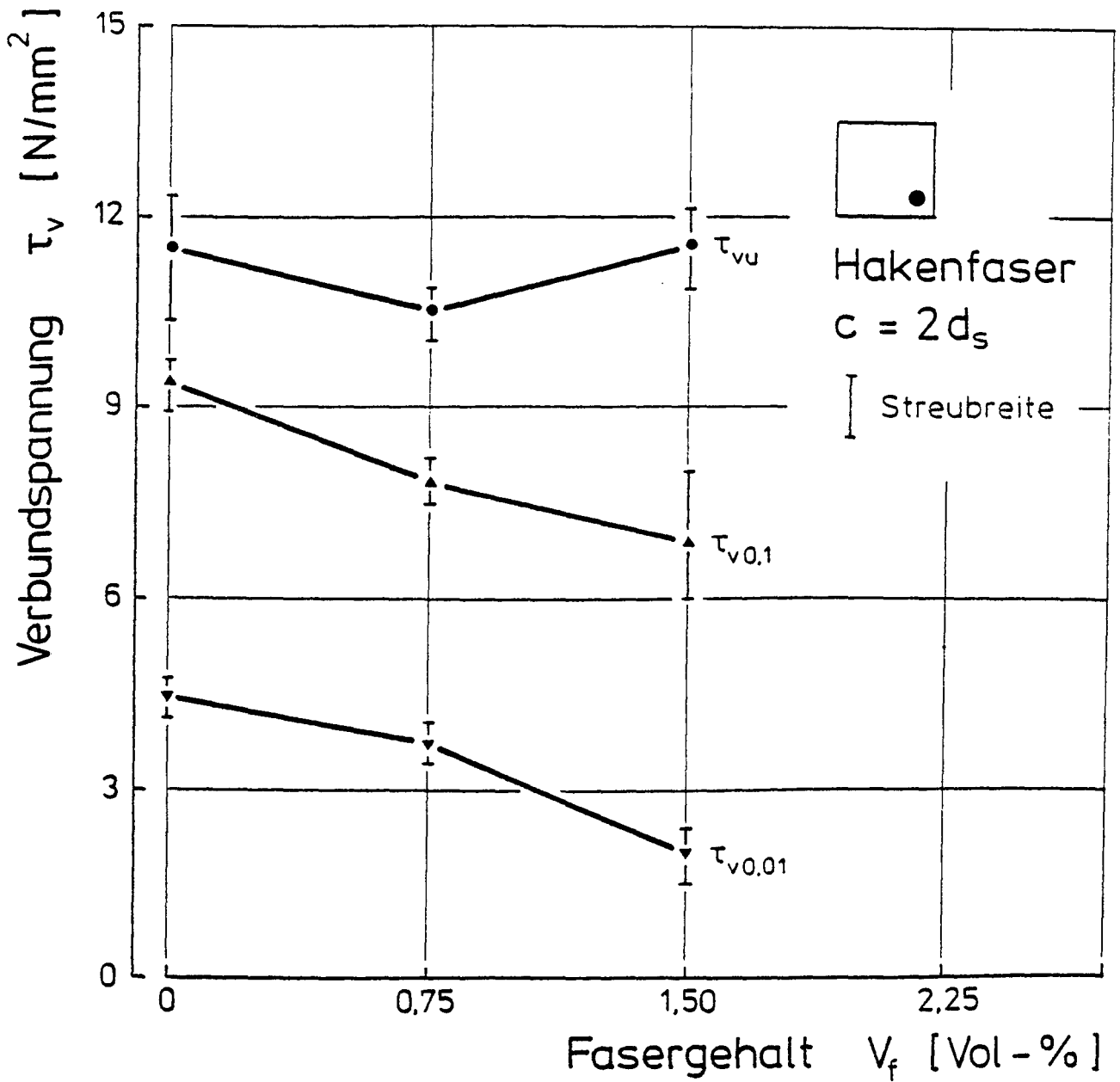
Mittlere Verbundspannungen bei Verschiebungen $v = 0,01$; $0,1$; $0,3$ mm sowie bei der Bruchverschiebung v_u in Abhängigkeit vom Fasergehalt, Serie III, Seitenlage



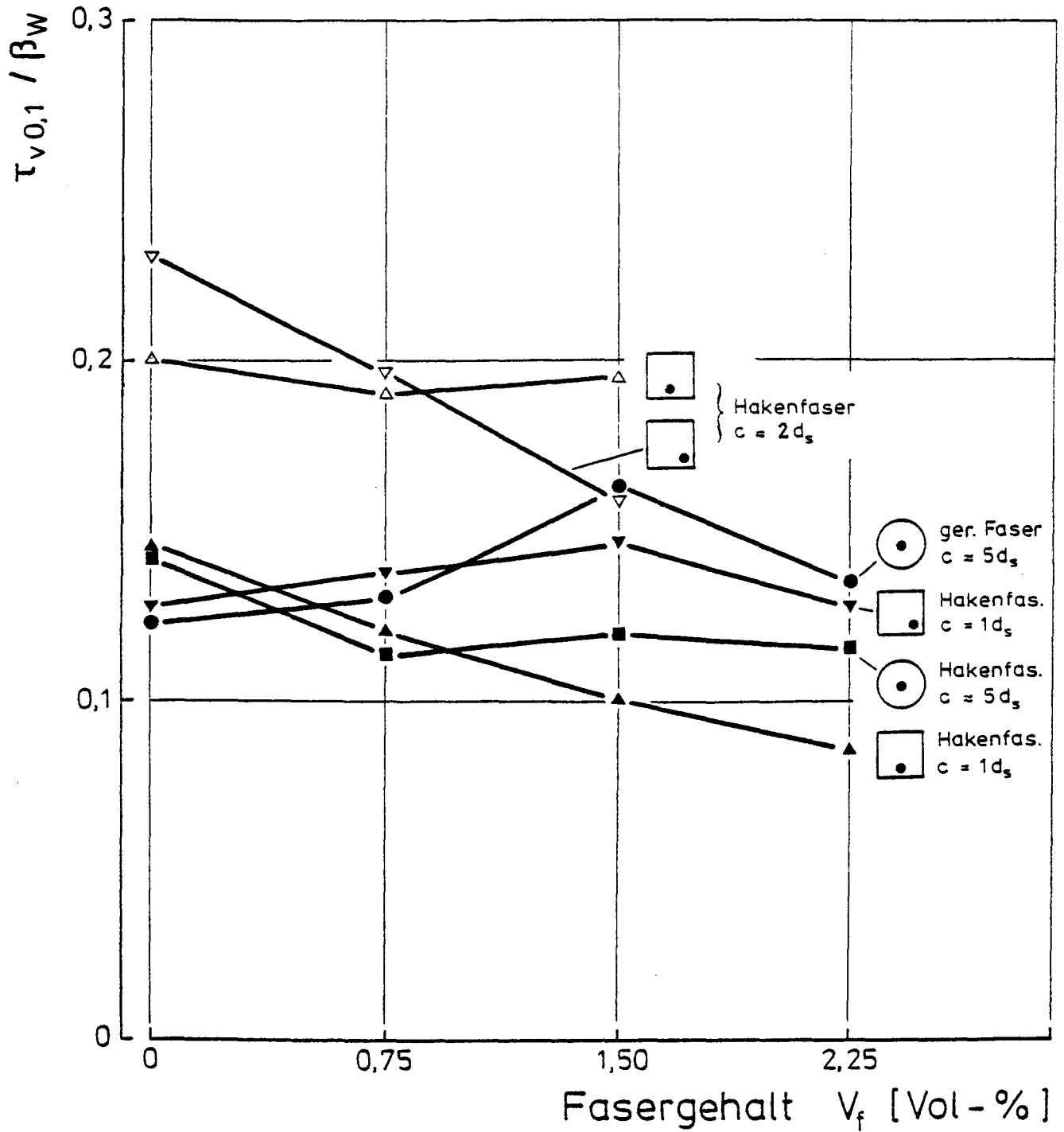
Mittlere Verbundspannungen bei Verschiebungen $v = 0,01$ und $0,1$ mm sowie bei der Bruchverschiebung v_u in Abhängigkeit vom Fasergehalt, Serie III, Ecklage



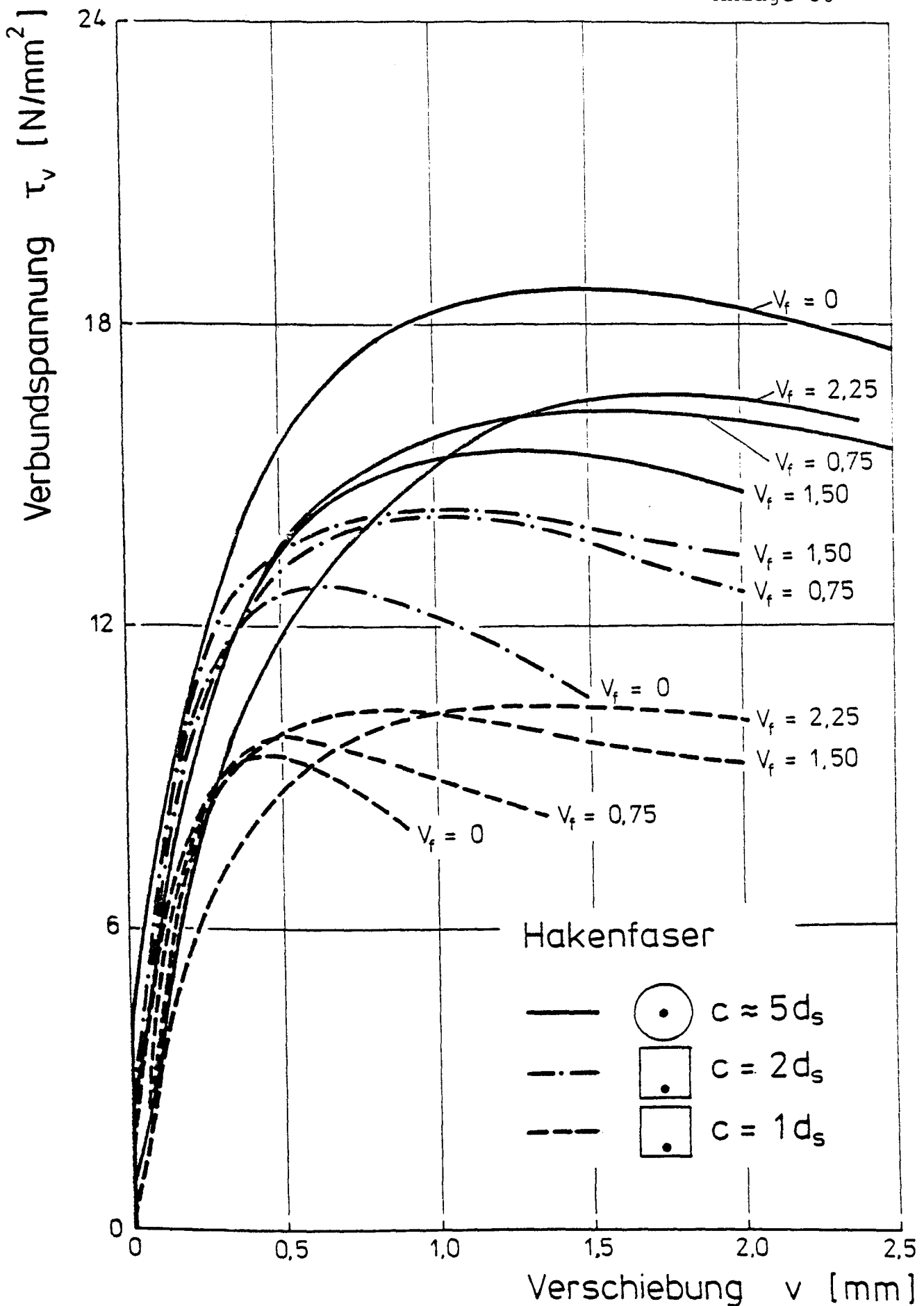
Mittlere Verbundspannungen bei Verschiebungen $v = 0,01$; $0,1$; $0,3$ mm sowie bei der Bruchverschiebung v_u in Abhängigkeit vom Fasergehalt, Serie IV, Seitenlage



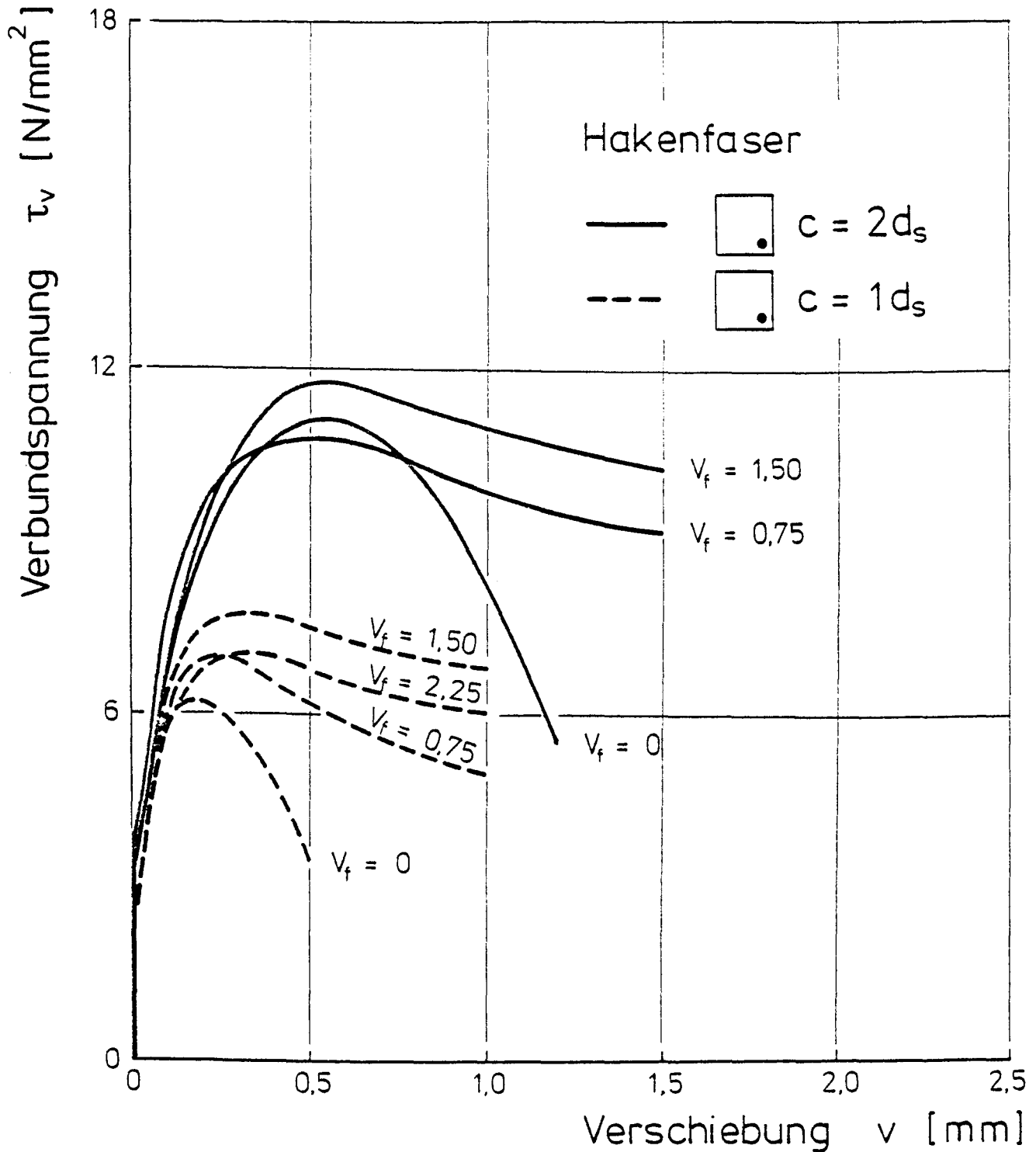
Mittlere Verbundspannungen bei Verschiebungen $v = 0,01$ und $0,1$ mm sowie bei der Bruchverschiebung v_u in Abhängigkeit vom Fasergehalt, Serie IV, Ecklage



Mittlere bezogene Verbundspannungen $\tau_{v0,1} / \beta_W$ in Abhängigkeit vom Fasergehalt V_f und der Betondeckung c

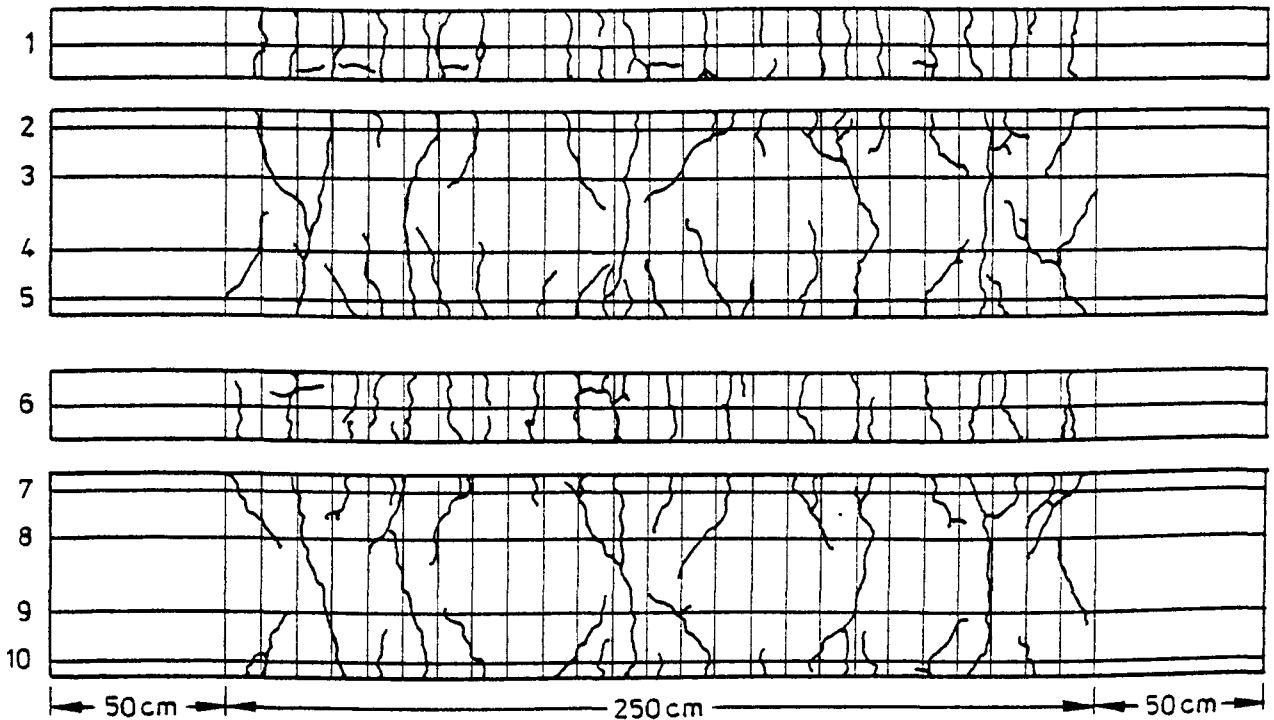
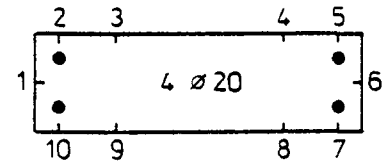


Vergleich von charakteristischen Verbundspannungs-Verschiebungsverläufen in Abhängigkeit vom Fasergehalt V_f und der Betondeckung c , zentrische und seitliche Bewehrungslage

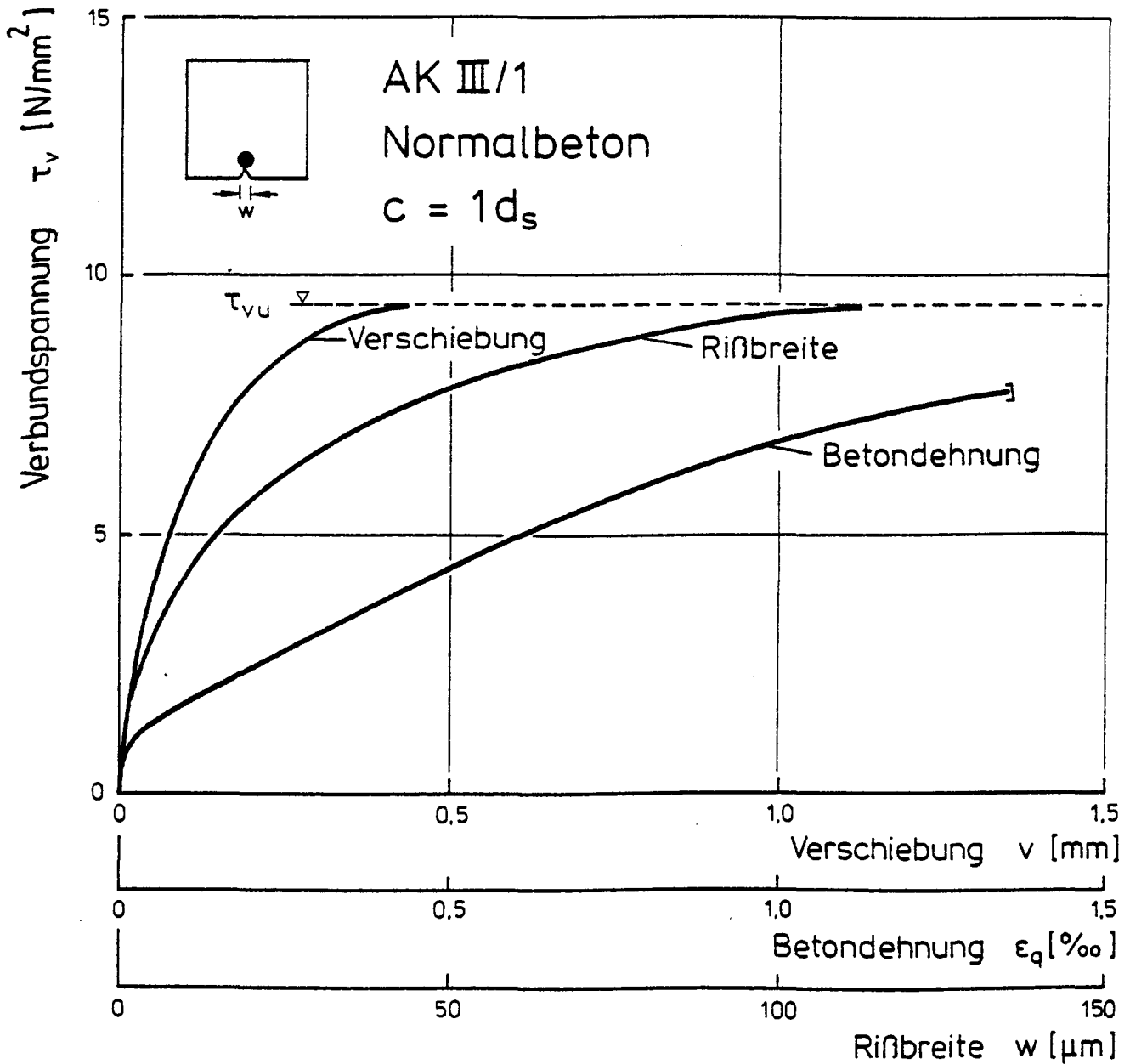


Vergleich von charakteristischen Verbundspannungs-Verschiebungsverläufen in Abhängigkeit vom Fasergehalt V_f und der Betondeckung c , Ecklage der Bewehrung

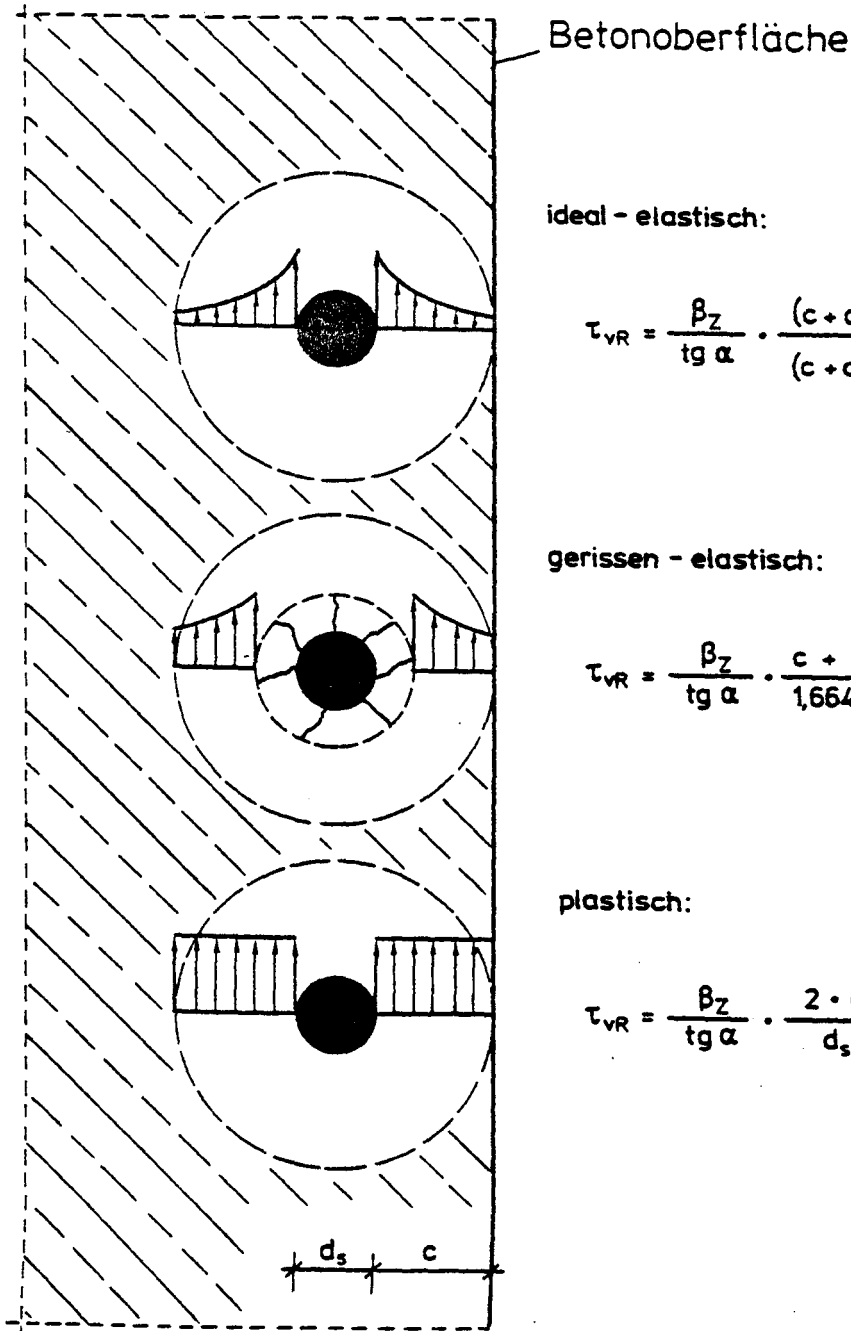
ZK 20/0

Normalbeton, $c = 2d_s$ $d_s = 20\text{ mm}$, $\mu = 1\%$ $N/A_s = 257\text{ N/mm}^2$ 

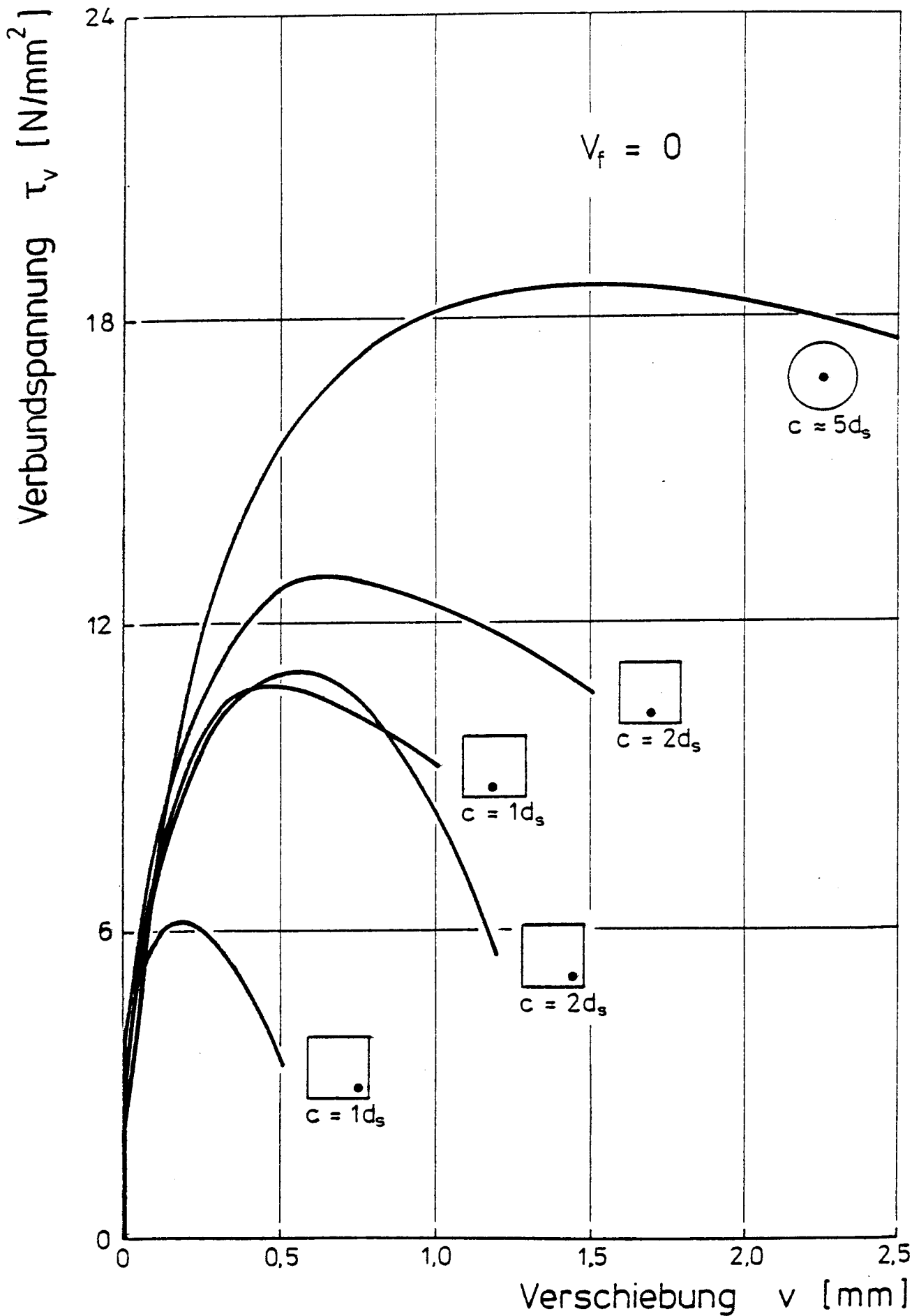
Rißbild eines zentrisch gezogenen Stahlkörpers bei einer bezogenen Normalkraft N/A_s von 257 N/mm^2



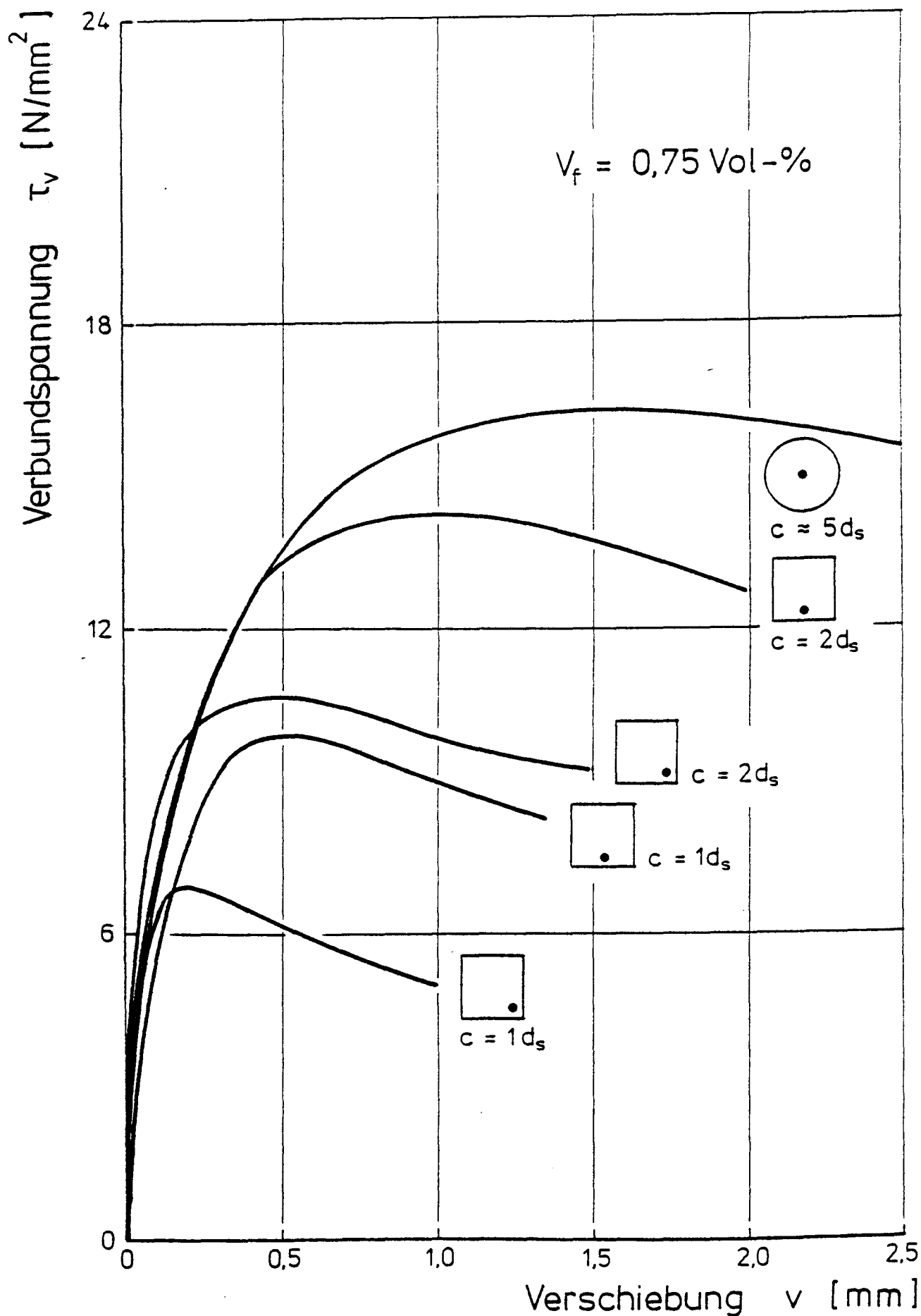
Beispiel für die Zunahme der Verschiebung v , der Betondehnung ϵ_q und der Längsrißbreite w bei steigender Verbundspannung τ_v



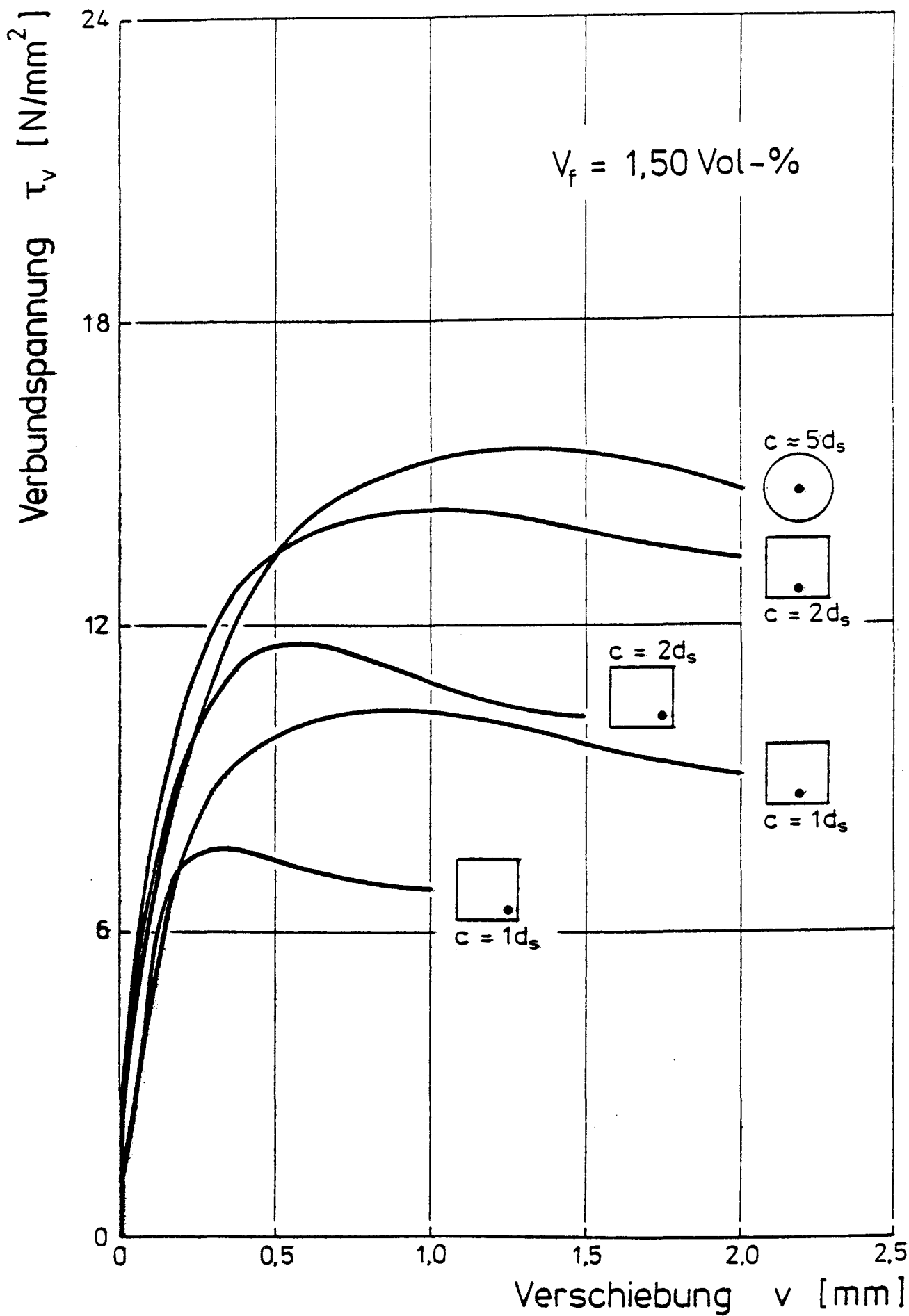
Zugspannungsverteilung in der Betondeckung bei Entstehung von Verbundlängsrissen, nach Tepfers /13/, $\alpha = 45^\circ$



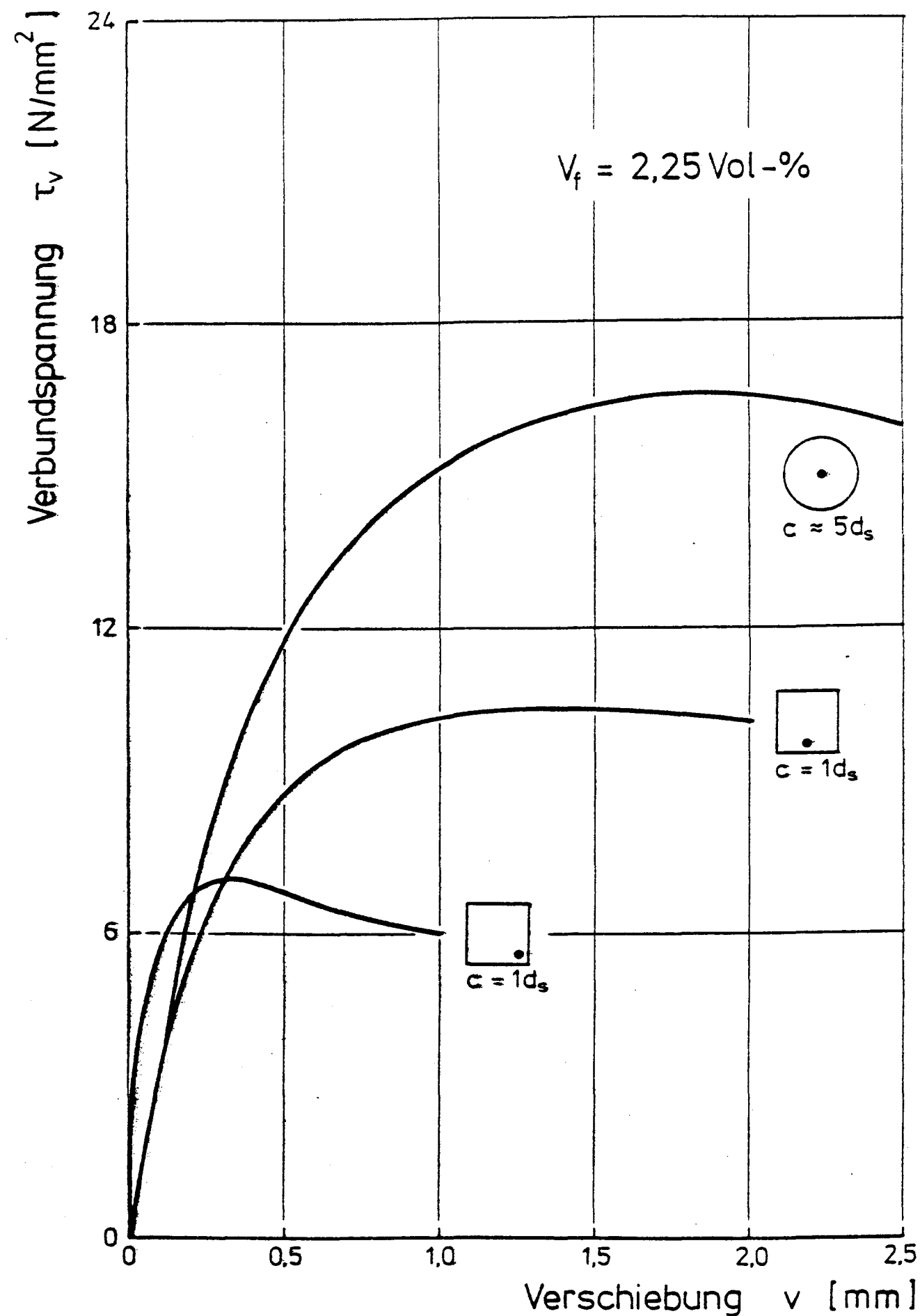
Einfluß der Betondeckung c und der Lage des Bewehrungs-
 stahles auf die $\tau_v - v$ - Linie, $V_f = 0$



Einfluß der Betondeckung c und der Lage des Bewehrungs-
 stahles auf die $\tau_v - v$ - Linie, $V_f = 0,75 \text{ Vol.-%}$

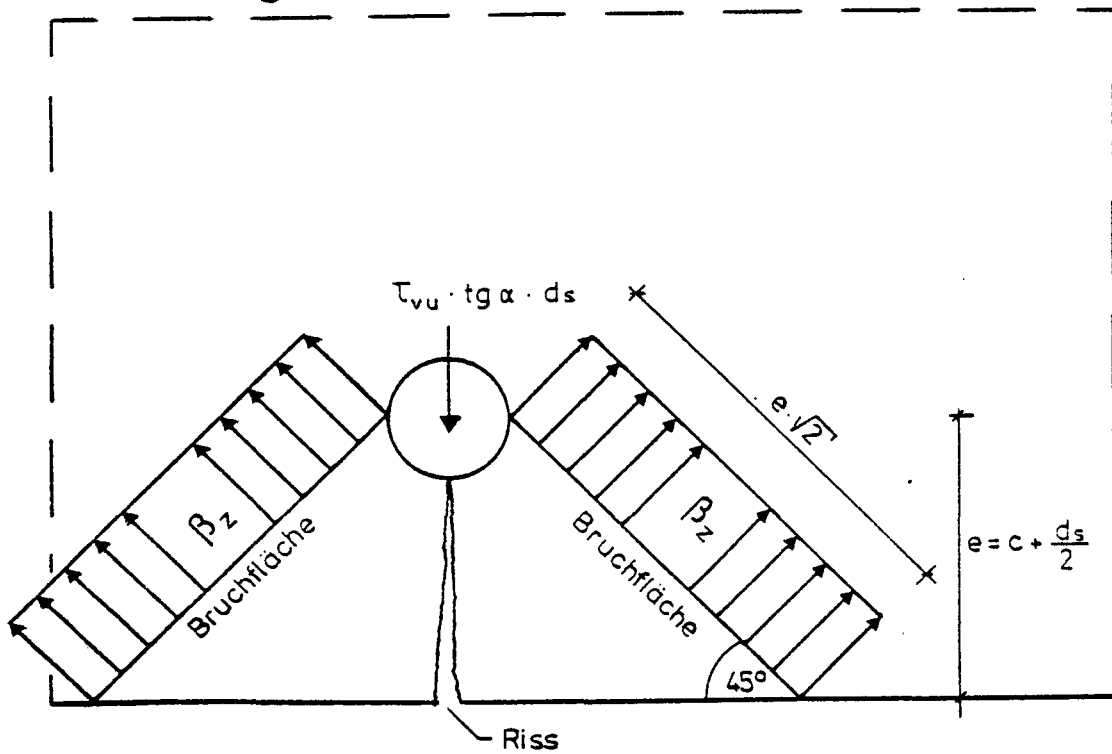


Einfluß der Betondeckung c und der Lage des Bewehrungs-
stahles auf die $\tau_v - v$ - Linie, $V_f = 1,50 \text{ Vol-\%}$

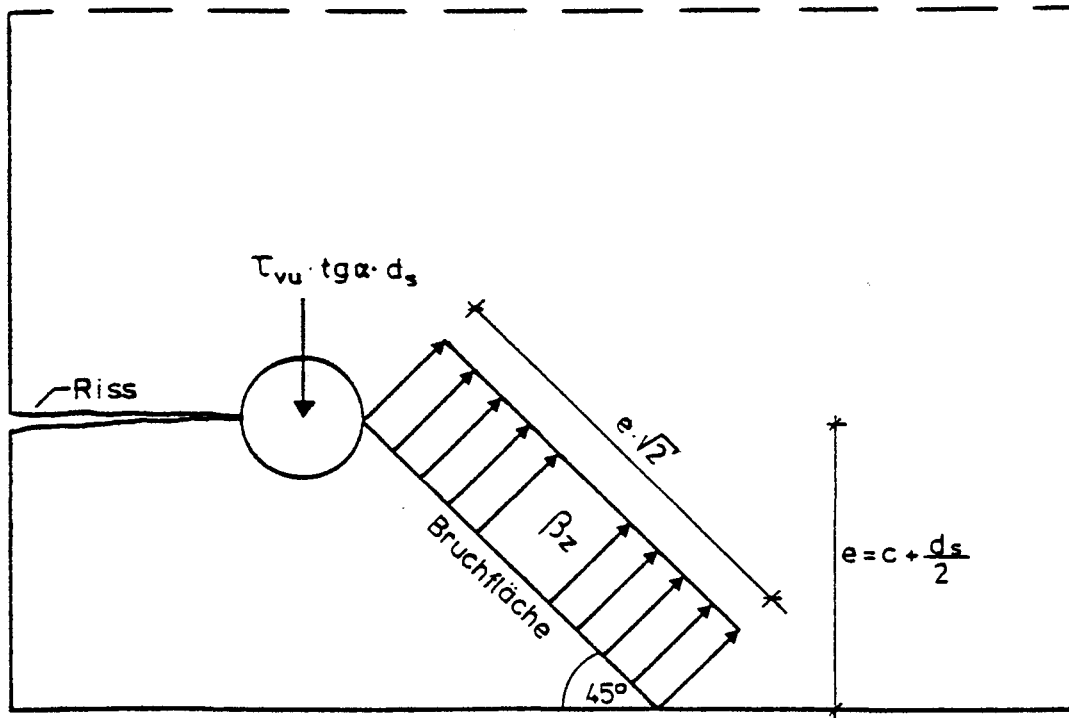


Einfluß der Betondeckung c und der Lage des Bewehrungs-
 stahles auf die $\tau_v - v$ - Linie, $V_f = 2,25 \text{ Vol.-%}$

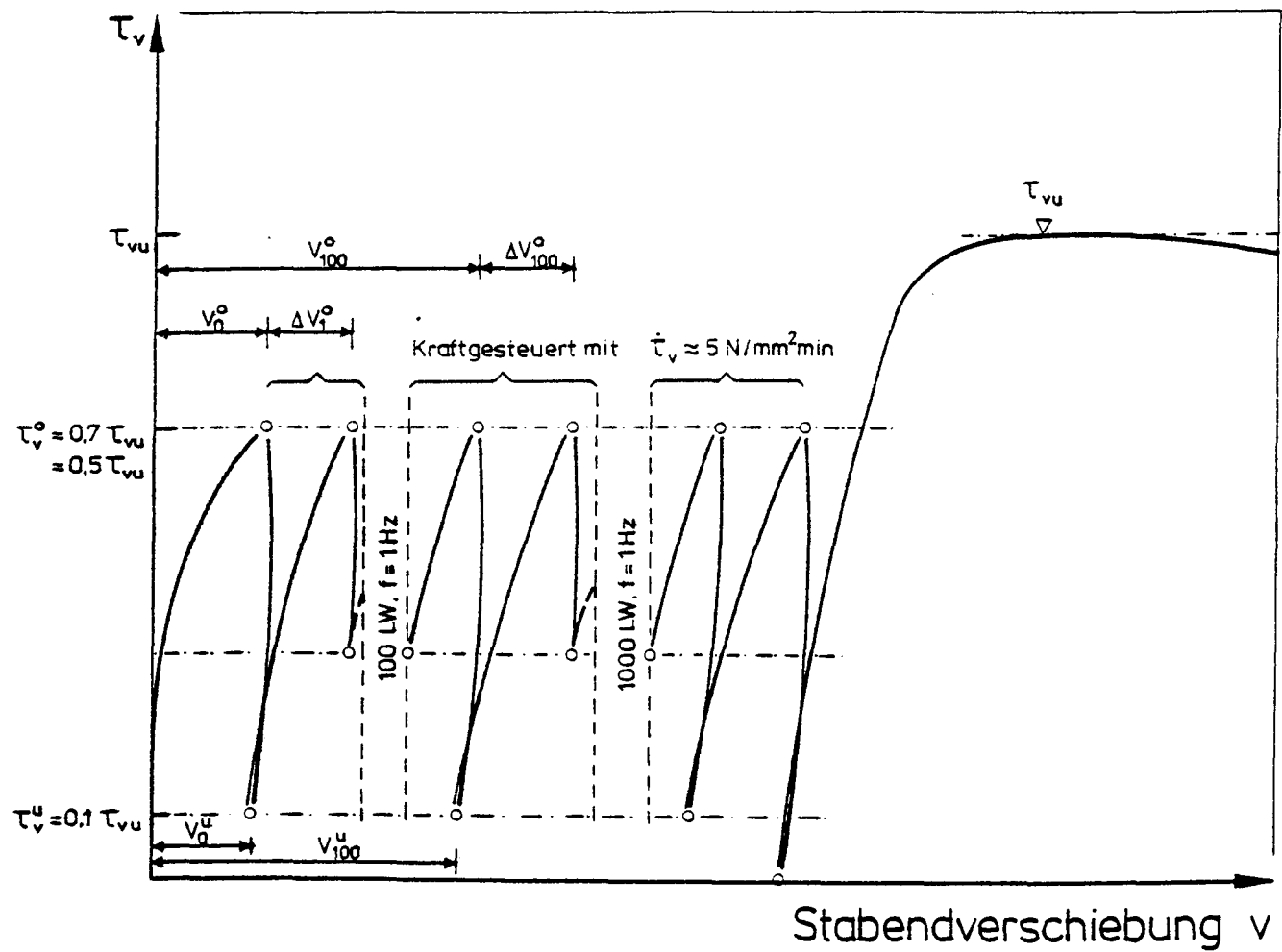
Seitenlage



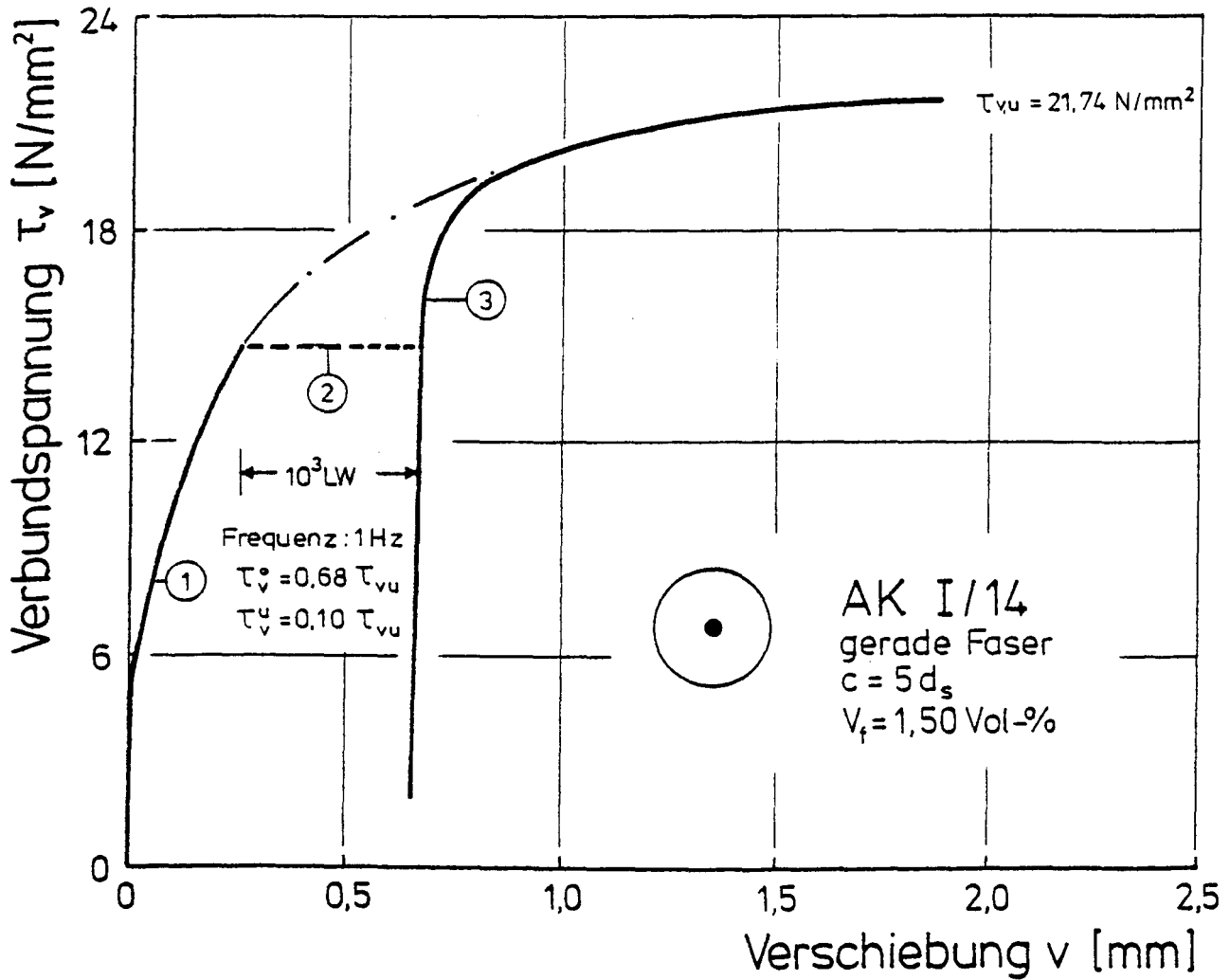
Ecklage



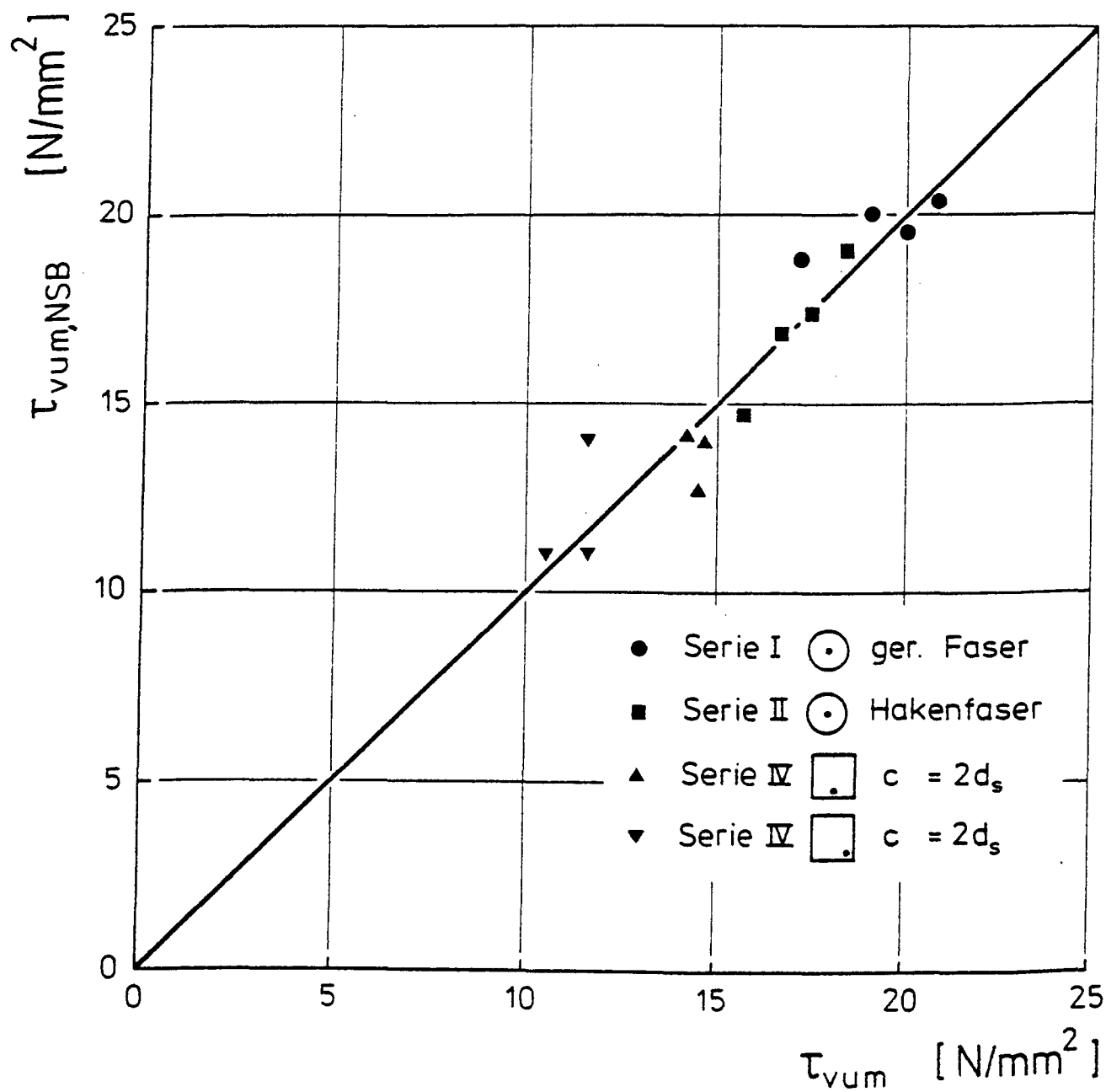
Sprenghbruchmechanismen bei Ausziehkörpern mit geringer Betondeckung, nach Tepfers /13/



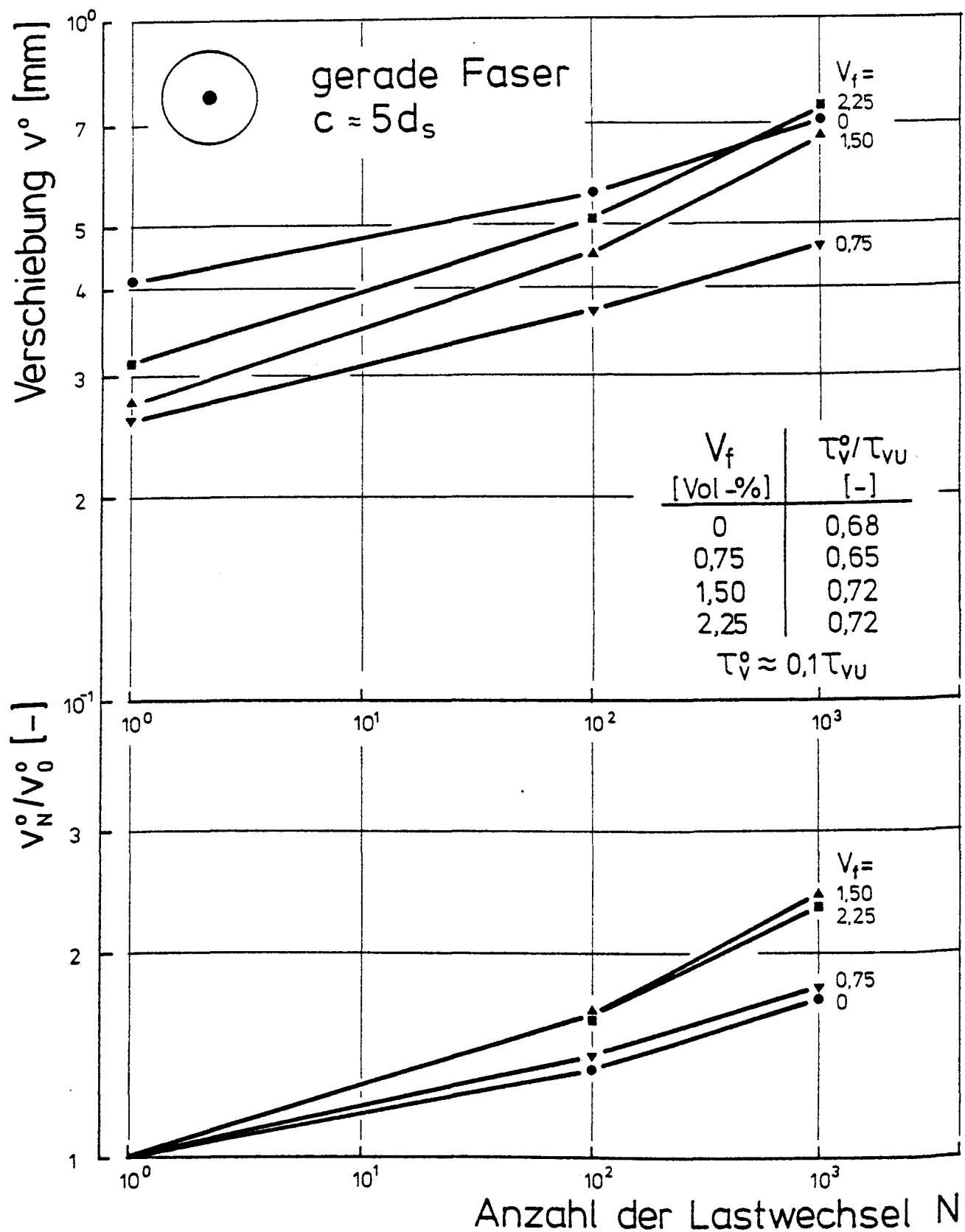
Belastungsgeschichte bei zyklischer Belastung der Ausziehkörper (schematisch)



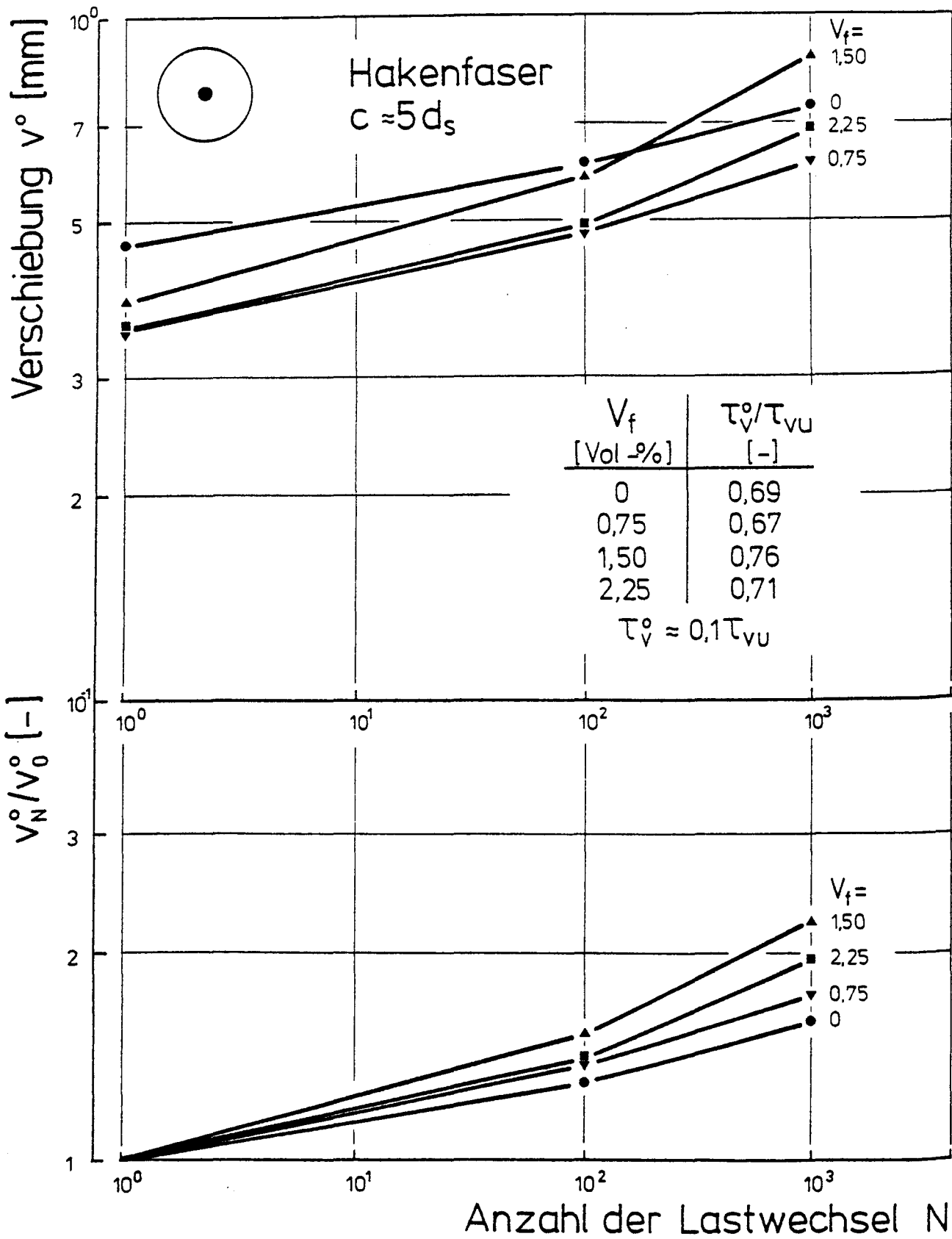
Beispiel eines Verbundspannungs - Verschiebungsverlaufes
für einen Ausziehkörper unter schwellender Belastung



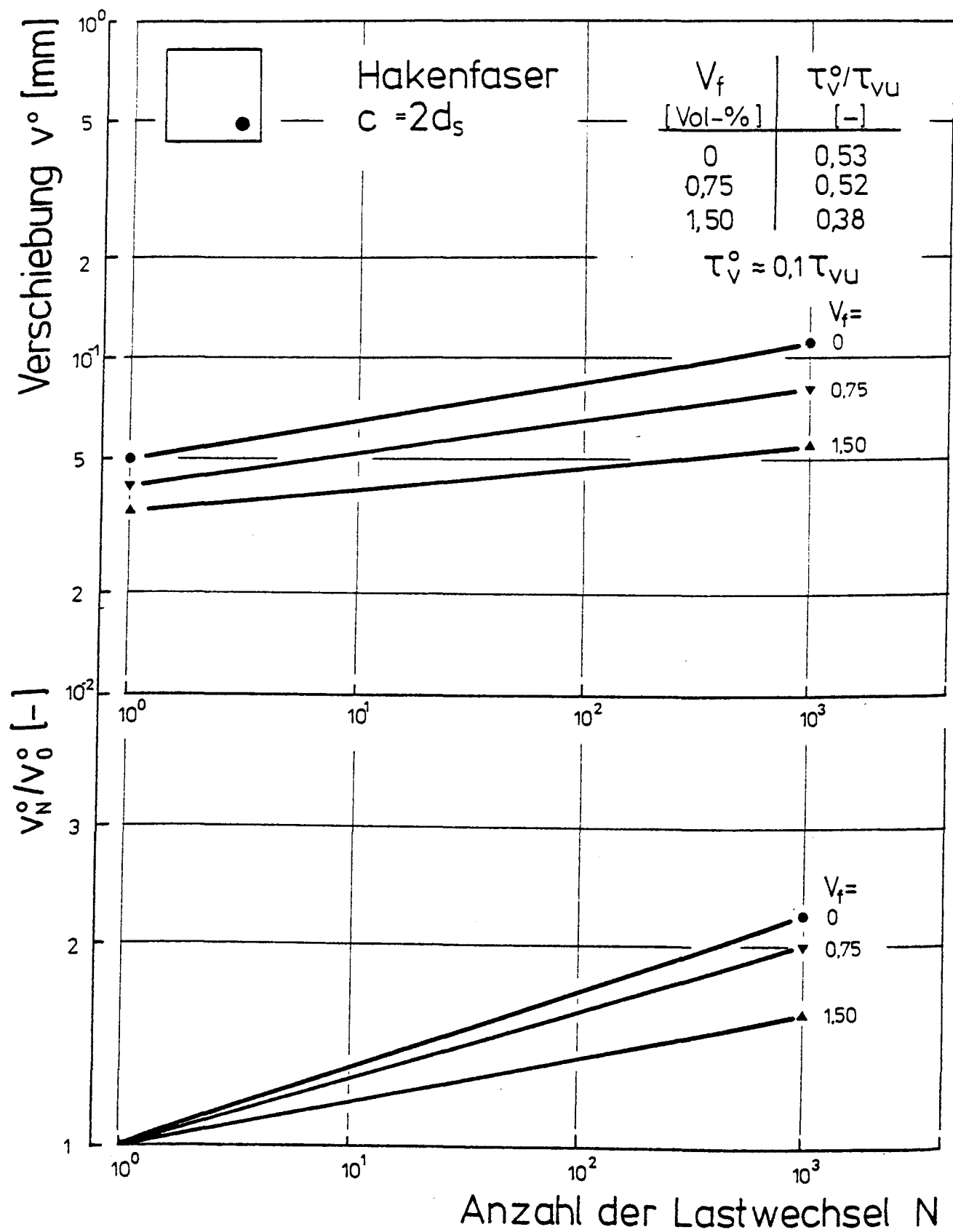
Vergleich der mittleren Verbundfestigkeiten $\tau_{vum, NSB}$ nach schwingender Beanspruchung mit der mittleren Verbundfestigkeit τ_{vum} nicht vorbelasteter Ausziehkörper



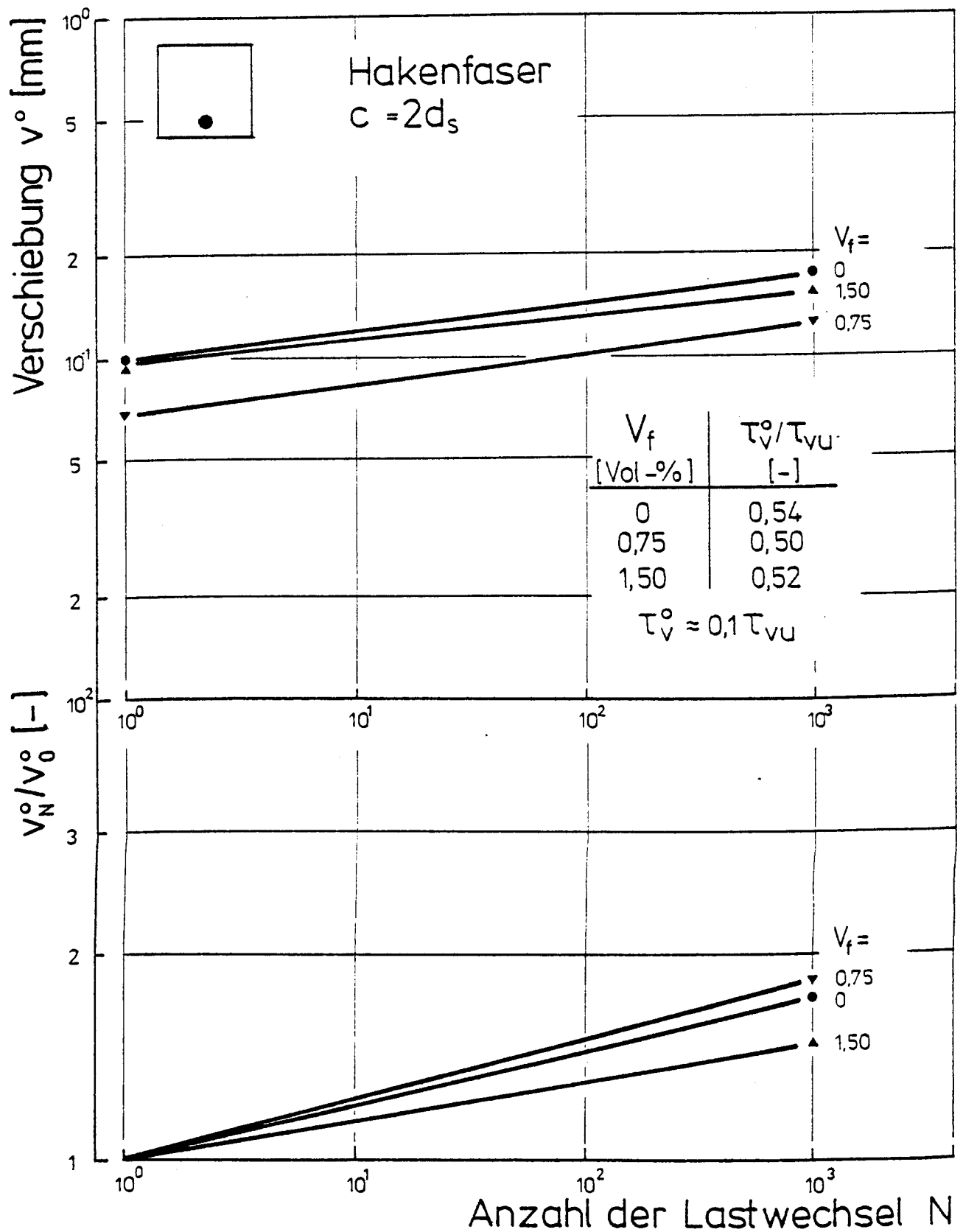
Absolute und relative Verschiebungszunahme bei der Oberlast in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel, Serie I



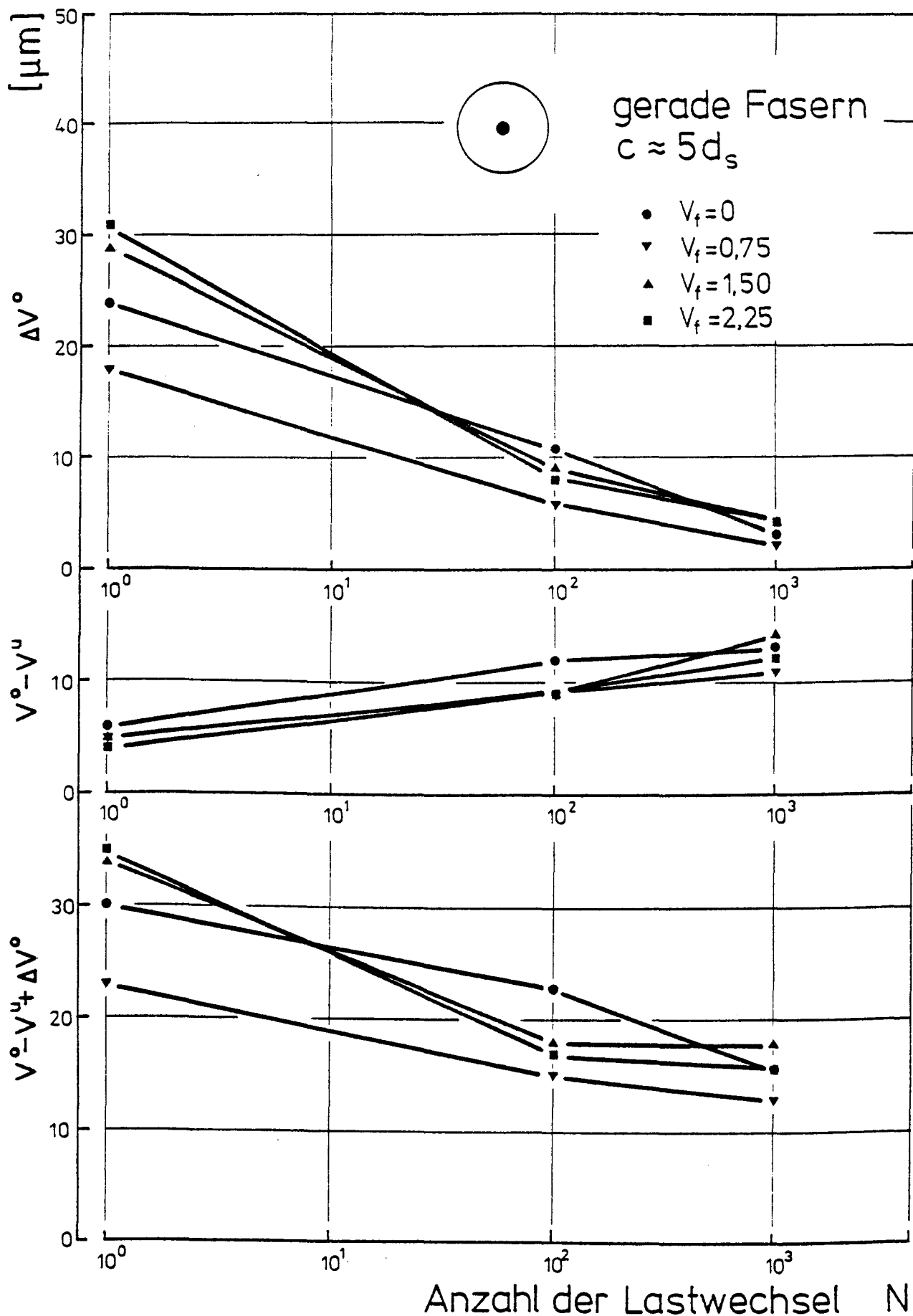
Absolute und relative Verschiebungszunahme bei der Oberlast in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel, Serie II



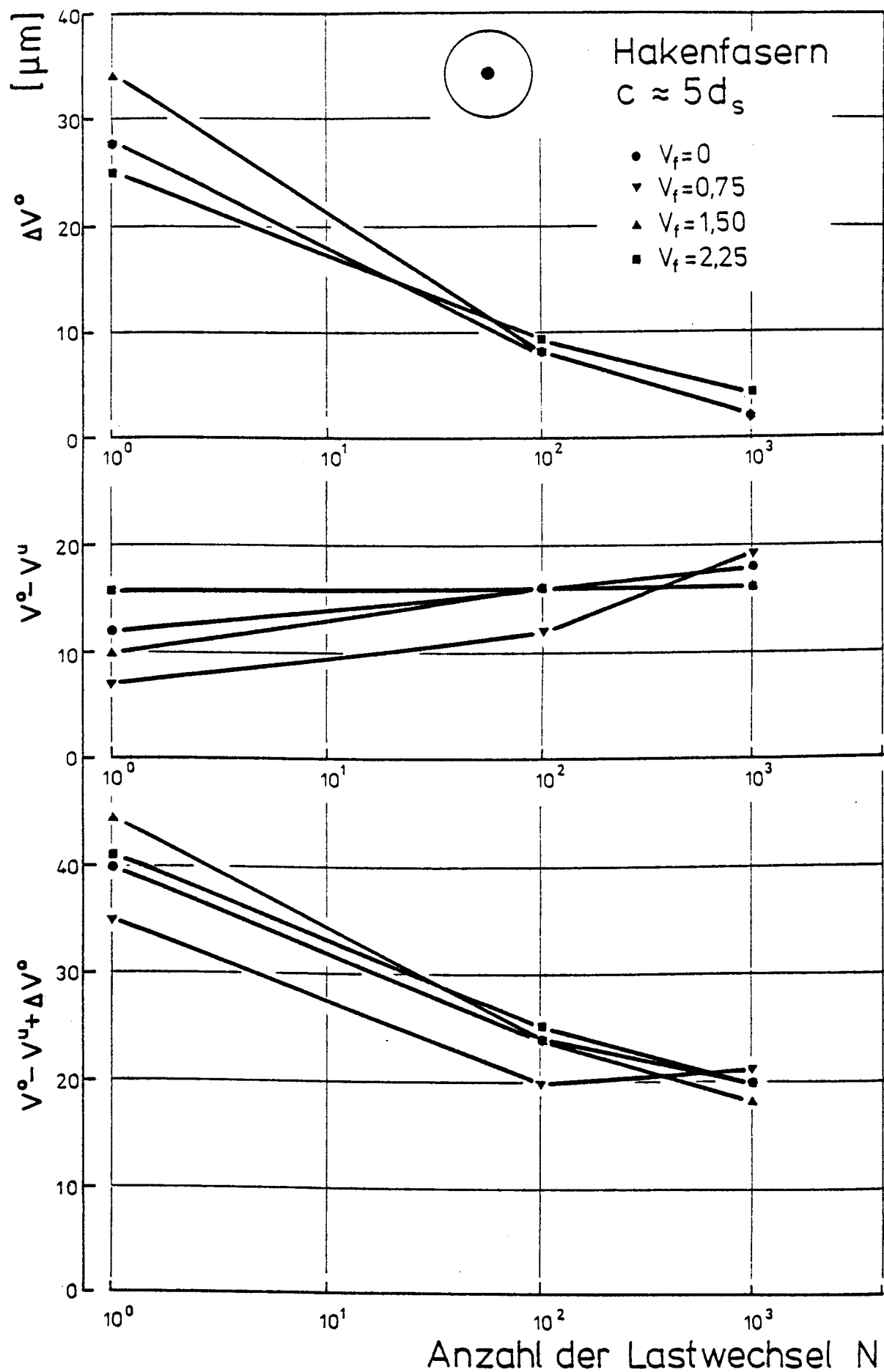
Absolute und relative Verschiebungszunahme bei der Oberlast in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel, Serie IV, Ecklage



Absolute und relative Verschiebungszunahme bei der Oberlast in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel, Serie IV, Seitenlage



Veränderung der Verbundschlupfhysterese in Abhängigkeit von der Anzahl der Belastungszyklen, Serie I



Veränderung der Verbundschlupfhysterese in Abhängigkeit von der Anzahl der Belastungszyklen, Serie II